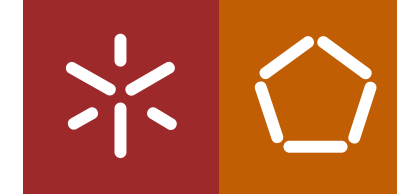


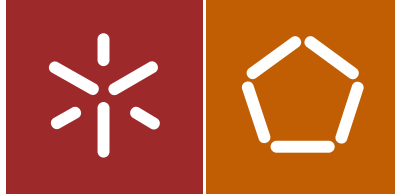


José Emanuel Mendes Pereira

Estruturas de betão reforçadas com
materiais compósitos em ambiente
marítimo e concebidas com água do mar

Universidade do Minho
Escola de Engenharia





Universidade do Minho
Escola de Engenharia

José Emanuel Mendes Pereira

Estruturas de betão reforçadas com
materiais compósitos em ambiente
marítimo e concebidas com água do mar

Dissertação de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor Eduardo Nuno Borges Pereira
Professor Doutor José Manuel Sena Cruz

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todas as pessoas e entidades que contribuíram para a realização deste trabalho, pois sem eles nada disto seria possível.

Este trabalho foi realizado sob orientação científica do Prof. Eduardo Pereira e coorientação do Prof. José Sena Cruz, a quem quero expressar o meu profundo agradecimento por toda a disponibilidade, apoio, empenho e dedicação demonstrados durante este percurso. Um muito obrigado por tudo.

Aos alunos de doutoramento João Almeida e Elizabete Teixeira quero manifestar o meu agradecimento por toda a disponibilidade, apoio laboratorial durante os trabalhos e conhecimento transmitido durante esta etapa.

Aos técnicos do Laboratório de Estruturas (LEST), da Universidade do Minho, António Matos e Marco Peixoto agradeço pelo apoio prestado na execução dos trabalhos experimentais. Assim como os técnicos do Laboratório de Materiais, da Universidade do Minho, Carlos Jesus e Fernando Pokee.

Quero também expressar o meu reconhecimento às empresas Secil - Companhia Geral De Cal E Cimento, S.A., Sika Portugal - Produtos Construção E Indústria, S.A. e Schoeck ComBAR®, pelo suporte para o desenvolvimento do programa experimental.

Aos meus amigos, que me acompanharam não só nesta etapa, mas ao longo de todo este percurso, quero agradecer toda a amizade e companheirismo.

À minha família, quem sempre me incentivou ao longo de todos estes anos, quero expressar os meus mais sinceros agradecimentos.

RESUMO

Atualmente, a sustentabilidade associada à produção e utilização de materiais de construção é uma prioridade, e o betão não é exceção. As estruturas de betão em ambiente marítimo estão sujeitas a diversos agentes agressivos que contribuem para a sua deterioração prematura. Entre eles, a corrosão das armaduras merece especial atenção. Contudo, com o advento dos FRP (polímeros reforçados com fibras), a existência de corrosão pode ser ultrapassada, visto que uma das principais vantagens deste tipo de materiais é a sua baixa vulnerabilidade a mecanismos de corrosão.

Por outro lado, a água do mar merece especial atenção. Considerando que cerca de 97% da água existente no planeta Terra é salgada, e sendo escassos os recursos hídricos de água doce existentes para a população mundial, no âmbito da presente dissertação explorou-se a possibilidade da utilização da água do mar na produção e cura de betões, com especial foco na caracterização da aderência destes a varões de FRP nestas condições.

A primeira parte deste trabalho inclui o desenvolvimento de um algoritmo de otimização para a composição de betões, inovador, com o objetivo de formular duas composições de betão, nomeadamente, um de resistência baixa e outro de resistência moderada.

Tendo por base as composições formuladas na fase anterior, foram produzidos em laboratório os respetivos betões. Foi efetuada a caracterização à compressão do betão produzido, por forma a avaliar a resistência à compressão e módulo de elasticidade. Foram consideradas as seguintes variáveis de estudo: (i) confeção de betão com água potável, água do mar e água com sal; (ii) ambiente de cura ao ar ou imerso em água do mar; e, (iii) caracterização mecânica do betão a três idades de cura distintas.

Posteriormente, realizaram-se ensaios de arrancamento de varões de GFRP (polímero reforçado com fibras de vidro) nos betões formulados, com o objetivo de avaliar a aderência da ligação varão/betão, tendo sido consideradas as seguintes variáveis de estudo: (i) confeção de betão com água potável e com água do mar; (ii) ambiente de cura ar ou imerso em água do mar; (iii) o comprimento de amarração; e, (iv) caracterização mecânica do betão três idades de cura distintas.

Em termos gerais, foi possível concluir que a água do mar confere melhorias das características mecânicas dos betões de resistência baixa e moderada, assim como da aderência na ligação entre varões de GFRP e o betão.

Palavras-chave: betão concebido com água do mar, GFRP, exposição ambiental, ambiente marítimo.

ABSTRACT

Nowadays, the sustainability of materials is a priority, and concrete is no exception. Concrete structures in the marine environment are subjected to various aggressive agents that contribute to their premature deterioration. Among them, the corrosion of the reinforcement deserves special attention. However with the advent of FRP (fiber reinforced polymers), the absence of corrosion is one of the innumerable advantages of these materials.

On the other hand, seawater deserves special attention. Considering that about 97% of the water on Earth is salted and, in this context, fresh water resources available to the world population are scarce, it was decided to explore the possibility of using seawater on the design of concrete structures.

The first part includes the development of an innovative algorithm for optimizing the composition of concrete with the aim of formulating two concrete compositions for the project, namely one of low resistance and one of moderate resistance.

A first practical part of this work includes compression testing of the concrete and determination of the elasticity modulus, in order to obtain the mechanical characteristics of the various concretes developed, namely the maximum compressive strength and modulus of elasticity, in order to be able the use of seawater in concrete. The following study variables were considered: (i) production of concrete with tap water, sea water or salt water; (ii) air-curing environment or immersed in sea water; and, (iii) testing at three distinct curing ages. The second practical part of this work contemplates pull-out tests of GFRP (glass fiber reinforced polymer) rods in moderate strength concretes, with the aim of evaluating bond strength (rod / concrete). In this case, the study variables were: (i) production of concrete with tap water or sea water; (ii) air-curing environment or immersed in sea water; (iii) the embedment length; and, (iv) testing at three distinct curing ages.

In general terms, it was observed that sea water slightly improved the mechanical properties of the low and moderate strength concretes designed, as well as the bonding strength between the rod and the concrete substrate.

Keywords: seawater concrete; GFRP; environmental exposure; maritime environment.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	v
ABSTRACT	vii
ÍNDICE.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE TABELAS	xv
1 INTRODUÇÃO.....	17
1.1 Enquadramento do tema	17
1.1.1 Escassez de água potável, e utilização de água do mar na amassadura de betão.....	17
1.1.2 Estruturas em ambiente marítimo.....	20
1.1.3 Varões de GFRP	27
1.2 Objetivos.....	30
1.3 Estrutura da dissertação	30
2 DEFINIÇÃO DAS COMPOSIÇÕES DE BETÃO.....	33
2.1 Introdução	33
2.2 Materiais utilizados.....	33
2.2.1 Agregados.....	33
2.2.2 Ligantes	34
2.2.3 Adjuvantes.....	35
2.3 Características físicas dos agregados	36
2.3.1 Análise granulométrica.....	36
2.3.2 Massa volúmica	37
2.4 Características físicas dos ligantes.....	40
2.4.1 Análise granulométrica.....	40
2.4.2 Massa volúmica	41
2.5 Algoritmo de otimização da composição do betão	41
2.5.1 Determinação da função ou curva objetivo	41
2.5.2 Cálculo das variáveis envolvidas no processo de otimização	44
2.5.3 Otimização da composição.....	46
2.6 Caracterização do betão nos estados fresco e endurecido	50
2.7 Conclusões	51
3 CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO	55
3.1 Introdução	55
3.2 Fabrico dos provetes	55
3.2.1 Execução da amassadura	56
3.2.2 Processo de cura	57
3.2.3 Retificação da face dos provetes	58

3.3	Resistência à compressão	59
3.3.1	Procedimento de ensaio	59
3.3.2	Resultados obtidos	60
3.3.3	Discussão dos resultados.....	67
3.4	Módulo de elasticidade.....	68
3.4.1	Procedimento de ensaio	68
3.4.2	Resultados obtidos	70
3.4.3	Discussão dos resultados.....	75
3.5	Conclusões	75
4	ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE ADERÊNCIA ENTRE O BETÃO E VARÕES DE GFRP	77
4.1	Introdução.....	77
4.2	Caracterização do comportamento mecânico dos varões de GFRP em tração direta	77
4.2.1	Configuração e procedimentos de ensaio	79
4.2.2	Resultados obtidos e discussão	79
4.3	Ensaio de arrancamento	82
4.3.1	Materiais utilizados	82
4.3.2	Fabrico dos provetes	82
4.3.3	Configuração e procedimentos de ensaio	84
4.3.4	Resultados obtidos	85
4.3.5	Discussão dos resultados.....	95
4.3.6	Modos de rotura	99
4.4	Conclusões	100
5	CONCLUSÕES	101
5.1	Considerações finais.....	101
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	102

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Recursos de água no mundo, adaptado de (Veale, 2015)	18
Figura 1.2 - Índice de frequência de falta de água disponível para uso a nível mensal, adaptado de (UNESCO, 2016).	18
Figura 1.3 - Produção de betão no mundo, adaptado de (Harrison, 2005).	19
Figura 1.4 - Ponte de Ullasund (Noruega), adaptado de (Change & Project, 2007).	20
Figura 1.5 - Porto de Leixões, adaptado de (Leixões, 2013).	21
Figura 1.6 - Plataforma de extração de petróleo Sakhalin-1, adaptado de (Offshore, 2015). ..	22
Figura 1.7 – Quebra-mar da Ericeira, adaptado de (Ericeira, 2011).	22
Figura 1.8 - Foz do Douro, adaptado de (Leixões, 2013).	23
Figura 1.9 - Esquema representativo da detioração de uma estrutura de betão em água do mar, adaptado de (P. C. LIU, 2007).	25
Figura 1.10 - Distribuição de probabilidade da iniciação e propagação da fendilhação, adaptado de (Stewart & Rosowsky, 1998).	25
Figura 1.11 - Dano visíveis nas estruturas de betão; (a) fissuração; (b) corrosão; (c) pormenor da corrosão da armadura e posterior destacamento do betão. Adaptado de (LNEC, 2014).	27
Figura 1.12 - Fibras de vidro em varões de GFRP: (a) corte transversal; (b) corte longitudinal, adaptado de (Schoeck ComBAR, 2013).	28
Figura 1.13 - Aspeto do varão de GFRP da empresa Schoeck ComBAR®, adaptado de (Schoeck ComBAR, 2014).	29
Figura 1.14 - Configurações dos ensaios de aderência: (a), (b) e (c) arranque direto; (d) ensaio de flexão; adaptado de (Mazaheripour et al., 2012).	30
Figura 2.1- Agregados utilizados, (a) pó mineral, (b) areia, (c) brita 4-8 (d) brita 8-16	34
Figura 2.2- Cimento secil, tipo I classe 42,5R.	34
Figura 2.3- Distribuição granulométrica cumulativa em massa dos agregados	37
Figura 2.4- Procedimento para determinação da massa volúmica dos agregados finos, (a) processo de secagem lenta, (b) compactação, (c) moldagem resultante e (d) balão com o provete e água para pesagem.	38
Figura 2.5- Procedimento de determinação da massa volúmica dos agregados grossos, (a) imersão em água durante 24 horas, (b) pesagem do provete em água e (c) secagem do provete.	39
Figura 2.6- Distribuição cumulativa dos ligantes	40

Figura 2.7 - Influência da distribuição do parâmetro q na equação de Andreasen e Andersen no conteúdo de pasta por m^3 de betão fresco e um rácio entre agregados grossos ($4\text{ mm} < D < 16\text{ mm}$) e agregados finos ($0.075\text{ mm} < D < 125\text{ }\mu\text{m}$); conteúdo de pasta para partículas menores que 0.125 mm , considerado um rácio (água/pó) constante de 0.35, $D_{max} = 16\text{ mm}$, $D_{min} = 0.275\text{ }\mu\text{m}$; adaptado de (Hüsken, 2010).	42
Figura 2.8 - Influência do D_{max} com a utilização do parâmetro $q = 0.35$ e $D_{min} = 0.12\text{ }\mu\text{m}$, adaptado de (Hüsken, 2010).	43
Figura 2.9 - Aspeto do betão fresco, considerando um rácio (água/pó) constante de 0.4; (a) - mistura com um parâmetro $q = 0.25$; (b) - mistura com um parâmetro $q = 0.4$	43
Figura 2.10- Distribuição da curva objetivo para $q = 0.30$	44
Figura 2.11- Preparação dos dados e do algoritmo de otimização na ferramenta Solver do Excel®.	47
Figura 2.12 - Alguns exemplos das misturas efetuadas no processo de otimização da composição.	48
Figura 2.13- Distribuição granulométrica da curva resultante do processo de otimização e comparação com a função ou curva objetivo.	49
Figura 2.14- Procedimento de ensaio, (a) fase de enchimento e compactação, (b) remoção do excesso de betão da face superior, (c) Remoção do molde e (d) medição do abaixamento.	50
Figura 3.1 - Imagem dos moldes cilíndricos usados na produção dos provetes de betão.	56
Figura 3.2 -Resultado final da amassadura.	57
Figura 3.3 - Medidor de temperatura e humidade relativa.	58
Figura 3.4-a) retificadora e b) provete retificado	59
Figura 3.5- Resultados do f_{cm} obtido nas três idades para todos os betões estudados.	63
Figura 3.6 - Resistência à compressão do betão ao longo do tempo, (a) R300-A e (b) R400-A.	64
Figura 3.7 - Resistência à compressão do betão ao longo do tempo, (a) SW300-A e (b) SW400-A.	64
Figura 3.8 - Resistência à compressão do betão ao longo do tempo, (a) SW300-SW e (b) SW400-SW.	65
Figura 3.9 - Resistência à compressão do betão ao longo do tempo, (a) CL300-A e (b) CL300-SW.	66

Figura 3.10 - Esquema da sequência de carregamento realizada para determinação do módulo de elasticidade.	70
Figura 3.11 - Imagem de um provete cilíndrico imediatamente antes do ensaio.	70
Figura 3.12 - Resultados do E_{cm} obtido nas 3 idades em todos os betões efetuados.....	71
Figura 3.13 - Módulo de elasticidade dos betões, (a) R300-A e ((b) R400-A.	72
Figura 3.14 - Módulo de elasticidade dos betões, (a) SW300-A e (b) SW400-A.....	73
Figura 3.15 - Módulo de elasticidade dos betões, (a)SW300-SW e ((b) SW400-SW.	74
Figura 3.16 - Módulo de elasticidade dos betões, (a) CL300-A e ((b) CL300-SW.	74
Figura 4.1 - Aspeto do varão GFRP	78
Figura 4.2 - (a) - aspeto de um dos provetes de GFRP ensaiado; (b) - pormenor do extensómetro e clip gauge	79
Figura 4.3- Tensão vs. Deslocamento do atuador durante o ensaio dos varões de GFRP.	81
Figura 4.4- Tensão vs. extensão dos varões de GFRP ensaiados.....	81
Figura 4.5 – vista relativa à preparação do molde.....	83
Figura 4.6 – constituição do provete (corte).....	83
Figura 4.7 – Configuração de ensaio.	85
Figura 4.8- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão R400-A (7 dias de idade): (a) - Lb 5Ø; (b) - Lb 10Ø; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 5Ø; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 10Ø.....	87
Figura 4.9- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão R400-A (28 dias de idade): (a) - Lb 5Ø; (b) - Lb 10Ø; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 5Ø; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 10Ø.	89
Figura 4.10- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão SW400-A (7 dias de idade): (a) - Lb 5Ø; (b) - Lb 10Ø; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 5Ø; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 10Ø.	90
Figura 4.11- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão SW400-A (28 dias de idade): (a) - Lb 5Ø; (b) - Lb 10Ø; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 5Ø; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 10Ø.....	92

Figura 4.12- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão SW400-SW (7 dias de idade): (a) - Lb 5Ø; (b) - Lb 10Ø; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 5Ø; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 10Ø.	93
Figura 4.13- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão SW400-SW (28 dias de idade): (a) - Lb 5Ø; (b) - Lb 10Ø; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 5Ø; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 10Ø.	95
Figura 4.14 - Exemplar do deslocamento da extremidade carregada vs. livre	96
Figura 4.15 - Principais resultados obtidos nos diferentes betões confeccionados: (a) - 7 dias; (b) - 28 dias.	98
Figura 4.16 - Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada para Lb 5Ø e Lb 10Ø dos diferentes betões confeccionados: (a) - 7 dias; (b) - 28 dias.....	99
Figura 4.17- Rotura por deslizamento ao nível da interface varão/betão, adaptado de (Freitas, 2016)	99

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1- Massa volúmica dos agregados	39
Tabela 2.2- Massa volúmica dos ligantes	41
Tabela 2.3- Constituição das misturas de referência	50
Tabela 2.4- Classes de abaixamento obtidas.	51
Tabela 2.5 - Classes de resistência obtidas.....	51
Tabela 3.1- Siglas adotadas para os diferentes betões desenvolvidos e testados.	60
Tabela 3.2- Resultados obtidos nos ensaios de compressão.....	62
Tabela 3.3 - Valores otimizados	64
Tabela 3.4 - Valores otimizados.....	65
Tabela 3.5 - Valores otimizados.....	65
Tabela 3.6 - Valores otimizados.....	66
Tabela 3.7 - Valores otimizados.....	73
Tabela 3.8 - Valores otimizados.....	73
Tabela 3.9 - Valores otimizados.....	74
Tabela 3.10 - Valores otimizados.....	75
Tabela 4.1 – Características dos Varões de GFRP do fabricante	78
Tabela 4.2- Características mecânicas obtidas dos ensaios de tração uniaxial dos varões de GFRP	80
Tabela 4.3 – Programa de ensaios realizado.....	84
Tabela 4.4 – Principais resultados obtidos nas séries R400-A (7 dias de idade do betão).....	86
Tabela 4.5- Principais resultados obtidos nas séries R400-A (28 dias de idade do betão)	88
Tabela 4.6- Principais resultados obtidos nas séries SW400-A (7 dias de idade do betão)	89
Tabela 4.7- Principais resultados obtidos nas séries SW400-A (28 dias de idade do betão) ...	91
Tabela 4.8- Principais resultados obtidos nas séries SW400-SW (7 dias de idade do betão) ..	92
Tabela 4.9- Principais resultados obtidos nas séries SW400_SW (28 dias de idade do betão)	94

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

Por diversos motivos a água do mar merece especial atenção. No caso particular das estruturas de betão as motivações devem-se ao facto de: (i) as estruturas marítimas costeiras e *offshore* estarem expostas à ação simultânea de uma série de processos de deterioração físicos e químicos; (ii) os oceanos constituírem cerca de 80% da superfície da terra e, portanto, um grande número de estruturas está exposta à água do mar, direta ou indiretamente; (iii) cerca de 97% da água existente no planeta Terra é salgada e, neste contexto, sendo escassos os recursos hídricos existentes para a poluição mundial, torna-se necessário explorar o potencial da água do mar para utilização direta na conceção de estruturas.

Com o advento dos FRP (polímeros reforçados com fibras), a indústria da construção tem vindo a revolucionar-se, devido às inúmeras vantagens destes materiais, entre as quais se destacam para o presente efeito a reduzida vulnerabilidade à corrosão.

1.1.1 Escassez de água potável, e utilização de água do mar na amassadura de betão

A água é um recurso natural essencial para a sobrevivência do Homem, indispensável para a vida no planeta Terra, possuindo um enorme valor ambiental, económico e social. Atualmente, com o aumento da população aliado com a poluição provocada pelo Homem, a água é um recurso cada vez mais procurado e cada vez menos disponível.

A sustentabilidade dos materiais utilizados na construção civil tem vindo a ganhar cada vez mais importância. Com o surgimento dos FRP (polímeros reforçados com fibras), cuja vulnerabilidade à corrosão é reduzida, a escalada da utilização do betão em termos globais e atendendo ao curto tempo de vida útil das estruturas em ambiente marítimo e o elevado número de estruturas existentes, identificou-se o potencial da possibilidade da utilização da água do mar na mistura de betão para estruturas em ambiente marítimo.

Escassez de água potável

A água potável acessível ao homem é de apenas 1% (ver Figura 1.1) de toda a água existente na Terra. Se a essa percentagem for subtraída a água poluída, constata-se que estamos perante uma situação escassez de água potável iminente.

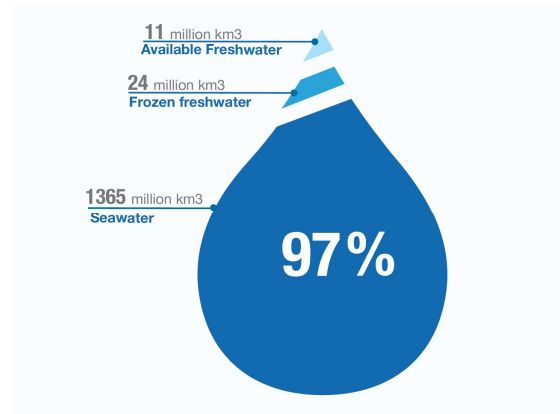


Figura 1.1 - Recursos de água no mundo, adaptado de (Veale, 2015)

Segundo (Mark W. Rosegrant, 2002), a escassez de água potável é cada vez mais evidente, sendo que a água subterrânea está a ser cada vez mais utilizada na agricultura, para uso doméstico e industrial, e outros ecossistemas de água estão a tornar-se cada vez mais poluídos e degradados.

A partir da análise da Figura 1.2 constata-se que na atualidade existem muitos países no mundo onde existe escassez de água potável.

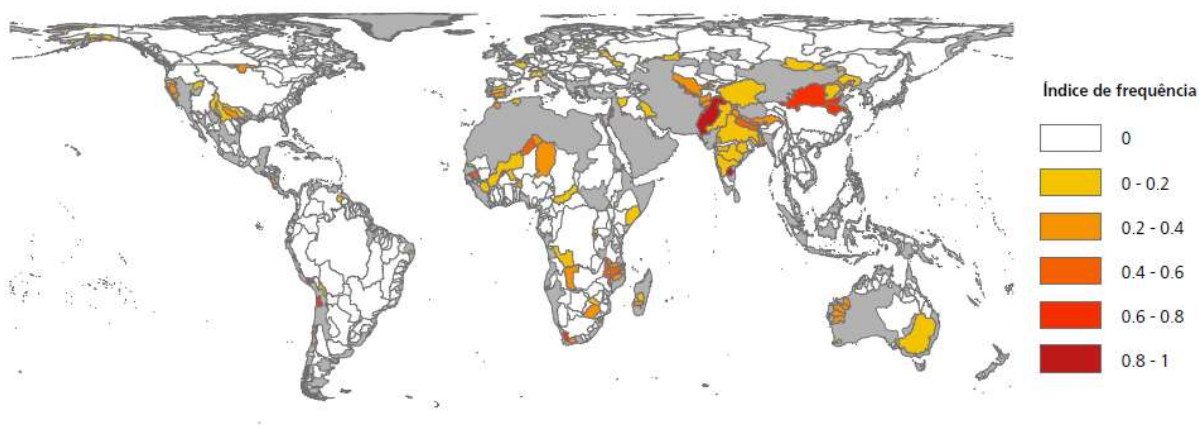


Figura 1.2 - Índice de frequência de falta de água disponível para uso a nível mensal, adaptado de (UNESCO, 2016).

Escalada da utilização do betão ao longo do tempo

A Figura 1.3 apresenta a evolução do uso de betão como material de construção em termos mundiais. Pode concluir-se que o aumento da utilização de betão é extremamente acentuado. Sendo a água uma das principais matérias primas utilizadas no seu fabrico, levantam-se questões quanto à razoabilidade e sustentabilidade de continuar a utilizar água que na maior parte das vezes é potável na sua produção.

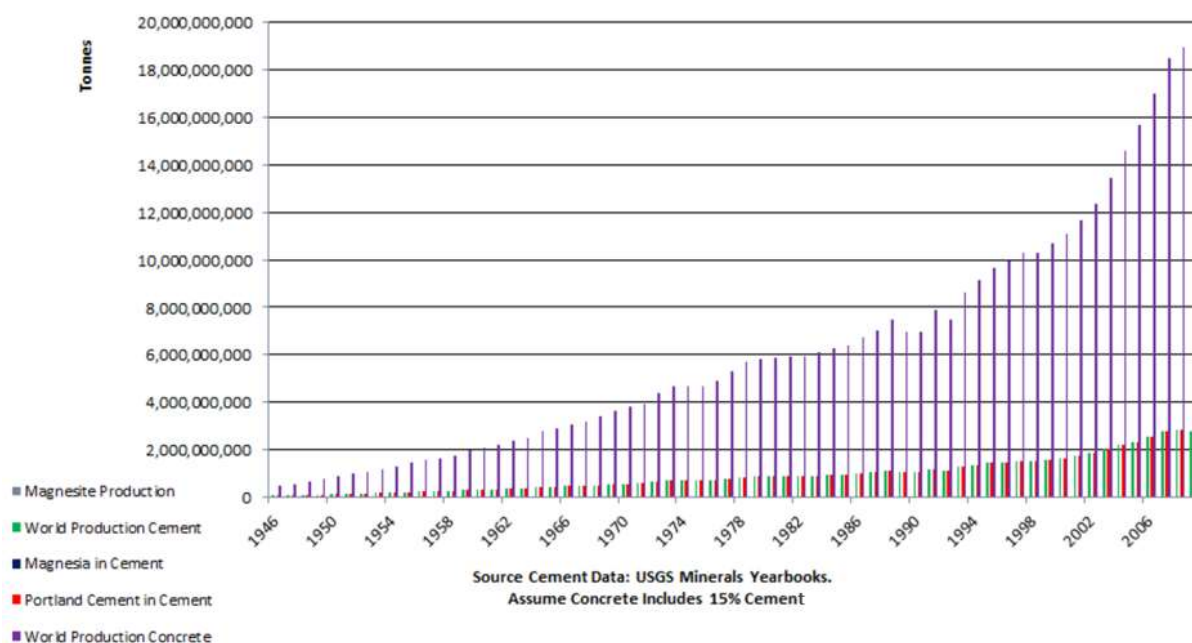


Figura 1.3 - Produção de betão no mundo, adaptado de (Harrison, 2005).

Potencial na aplicação em estruturas marítimas

Da pesquisa efetuada, apenas foi possível encontrar um trabalho (Takeda, Ishizeki, Aoki, & Iriya, 2011) onde a água do mar foi utilizada como água para a amassadura do betão. Neste trabalho foram confeccionados diversos betões com a mesma constituição, em condições idênticas, alterando apenas o tipo de água utilizado, sendo água potável ou água do mar. Neste trabalho os autores realizaram os seguintes ensaios: (i) resistência à compressão; (ii) estanquicidade; e, (iii) resistência ao gelo/degelo até um máximo de 300 ciclos. A partir deste estudo foi possível concluir que:

- A resistência inicial obtida com betão confeccionado com água do mar é elevada e a resistência a longo prazo é mantida a um nível elevado;
- O coeficiente de permeabilidade do betão confeccionado com água do mar torna-se pequeno em comparação com o obtido no betão confeccionado com água potável, devido à maior densidade da sua microestrutura.

- A resistência ao processo de congelamento e descongelamento o betão confeccionado com água potável assegura melhor prestação que o betão confeccionado com água do mar, no entanto, a resistência pode ser assegurada através do ajuste do volume de vazios não inferior a 3.5%.

1.1.2 Estruturas em ambiente marítimo

Existem muitas estruturas em ambiente marítimo sujeitas à ação de agentes agressivos, entre as quais portos, estruturas *offshore*, estruturas de defesa costeira e o edificado à beira mar. Estas estruturas estão sujeitas a ações que provocam a sua deterioração e consequente diminuição do seu tempo de vida útil. Um exemplo de deterioração prematura foi o da ponte de Ullasund na Noruega, identificada na Figura 1.4. Esta ponte foi demolida em 1998 após 29 anos de serviço, o que se considera um tempo de vida útil muito reduzido, tendo em conta que este tipo de estruturas é projetado para 100 anos em serviço.



Figura 1.4 - Ponte de Ullasund (Noruega), adaptado de (Change & Project, 2007).

Quantidade de estruturas em ambiente marítimo

Existe uma quantidade considerável de estruturas em betão em ambiente marítimo, de grande importância e com diferentes funções, como se descreve de seguida.

(i) Portos;

Os portos são fundamentais para a economia de um país, devido às suas funções administrativas, comerciais, industriais e de desenvolvimento (Ferreira, 2015). A Figura 1.5 ilustra a configuração de um porto.



Figura 1.5 - Porto de Leixões, adaptado de (Leixões, 2013).

(ii) Estruturas *Offshore*;

Estas estruturas começaram a ser desenvolvidas nas últimas décadas, devido à necessidade de consumo constante do petróleo e gás, e ao esgotamento das jazidas em águas pouco profundas (Frieze, 2007). O desenvolvimento destas estruturas permitiu a exploração de petróleo e gás em águas muito profundas. Na Figura 1.6 é ilustrada uma plataforma de extração de petróleo.



Figura 1.6 - Plataforma de extração de petróleo Sakhalin-1, adaptado de (Offshore, 2015).

(iii) Estruturas de defesa costeira;

As estruturas de defesa costeira têm o objetivo de defender a costa das ações do mar, com vista a mitigar a erosão da costa e proteger o edificado (Pereira, 2015). Na Figura 1.7 encontra-se representada uma estrutura de defesa costeira.



Figura 1.7 – Quebra-mar da Ericeira, adaptado de (Ericeira, 2011).

(iv) Edificado;

A construção do edificado na orla costeira deve-se ao forte movimento turístico que invade estas zonas principalmente no Verão, originando o seu desenvolvimento (Brusius, 2010). Na Figura 1.8 encontra-se ilustrado um exemplo de zona costeira com elevada densidade de edificado perto do mar.



Figura 1.8 - Foz do Douro, adaptado de (Leixões, 2013).

Vulnerabilidades do betão armado e vida útil em ambiente marítimo

As estruturas de betão armado em ambiente marítimo estão expostas a ações físicas e químicas severas que aceleram a sua degradação. Em geral podem ser consideradas três zonas de exposição: (i) zona atmosférica; (ii) zona de maré; (iii) zona submersa, como ilustrado na Figura 1.9 (P. C. LIU, 2007). A zona de maior detioração é a zona de maré, onde o betão está exposto a todo o tipo de ações físicas e químicas, as quais se descrevem de seguida.

- Ações físicas:

Abrasão - provocada pelo arrastar de partículas sólidas que colidem contra a estrutura; no caso da zona de maré, esta ação é agravada devido ao impacto das ondas.

Gelo/degelo - esta ação é provocada pelo congelamento da água presente nos poros do betão, que depois de congelar e devido ao facto de as partículas de água expandirem cerca de 9%, provoca a fissuração do betão.

- Ações químicas:

Ingresso de cloretos - a penetração de cloretos por capilaridade no betão resulta na corrosão das armaduras; (i) a penetração de cloretos no betão é provocada pelo processo de molhagem/secagem a que o betão está sujeito, visto que quando o betão tem a superfície molhada fica exposto aos cloretos presentes na água e quando o betão seca é permitida a entrada de oxigénio necessário para que os cloretos penetrem no betão; (ii) o ingresso de cloretos também ocorre por via aérea através dos salpicos de água, ou de tempestades e ventos fortes que provocam o arrastamento de partículas de água pelo ar, atingindo as estruturas nas proximidades. Segundo (P. C. LIU, 2007), estas duas situações são as que maiores níveis de corrosão por cloretos provocam nas estruturas em ambiente marítimo.

Sulfatos – o sulfato de magnésio presente na água do mar reage com aluminato de cálcio, silicato e cal presentes no cimento, originando reações expansivas que provocam a fissuração e destacamento do betão.

Ingresso de cristais de sal – quando a superfície do betão está molhada o sal está em dissolvido na água e em contacto com a superfície do betão, penetrando nos poros; quando a mesma superfície seca, a água evapora formando cristais de sal, que por sua vez provocam a fissuração e destacamento do betão.

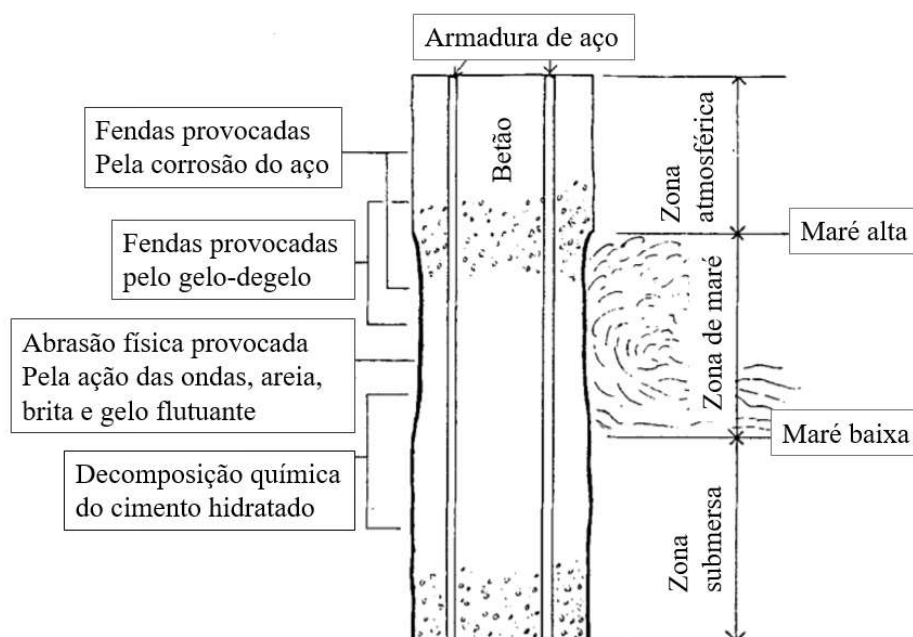


Figura 1.9 - Esquema representativo da deterioração de uma estrutura de betão em água do mar, adaptado de (P. C. LIU, 2007).

Em geral as estruturas em ambiente marítimo estão expostas a um ambiente muito agressivo. Como consequência disso, o seu tempo de vida útil diminui (Stewart & Rosowsky, 1998). Quanto maior for a exposição das estruturas às condições marítimas, menor será o seu tempo de vida. Através da análise da Figura 1.10 verifica-se que as estruturas em contacto com a água do mar manifestam os primeiros sintomas de deterioração muito mais cedo que as restantes; constata-se também que os sintomas de deterioração baixam com o aumento da distância ao mar.

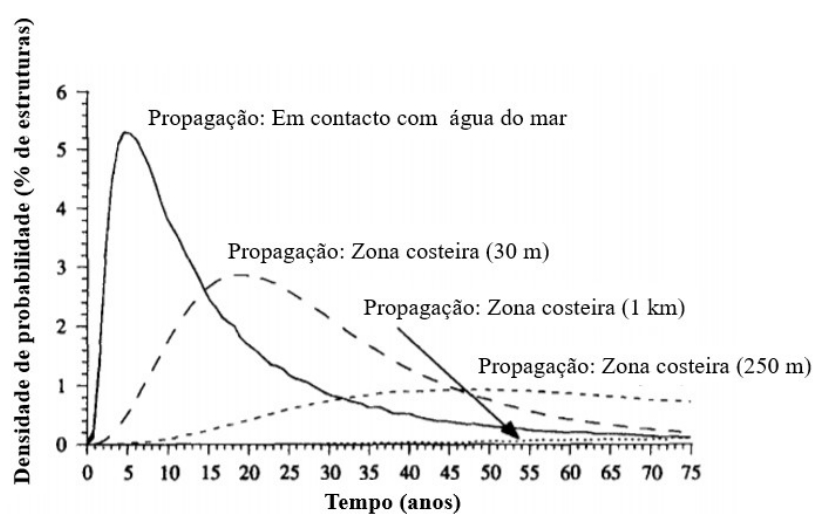


Figura 1.10 - Distribuição de probabilidade da iniciação e propagação da fendilhação, adaptado de (Stewart & Rosowsky, 1998).

Principais danos

Os principais danos a evidenciar nas estruturas de betão em ambiente marítimo são: (i) a corrosão das armaduras e (ii) o destacamento do betão. As ações físicas e químicas, descritas anteriormente, provocam a degradação da camada de recobrimento do betão, seja por desgaste do betão, entrada de cloretos, congelamento da água inserida nos poros do betão, reação do betão aos sulfatos, ou pela formação dos cristais de sal. Todos estes fatores, por sua vez, provocam a aceleração da corrosão das armaduras, deixando-as expostas (P. C. LIU, 2007).

Como consequência destes danos, verifica-se uma redução acentuada do tempo de vida útil, com necessidade de intervenções frequentes tais como a aplicação de revestimentos impermeabilizantes ou a substituição das camadas de recobrimento e de armaduras deterioradas, ou mais severo ainda levando à substituição integral da estrutura, como no caso já demonstrado da ponte de Ullasund ilustrada na Figura 1.4, consequente demolição da estrutura.

Na Figura 1.11 encontram-se ilustrados os danos típicos em estruturas de betão expostas ao ambiente marítimo. Na Figura 1.11(a) pode observar-se a fissuração devida a reações expansivas devido à reação das partículas do cimento com iões sulfatos, provocando a aceleração da corrosão da armadura; em (b) é possível visualizar sinais claros de corrosão das armaduras, provavelmente devido à penetração de cloretos dado que ocorreu o destacamento do betão resultante da expansão das armaduras corroídas, e por fim, (c) visualiza-se o pormenor da corrosão das armaduras, onde a camada de recobrimento já foi destacada devido à corrosão do varão de aço, e consequente aumento de volume, (LNEC, 2014).



(a)



(b)

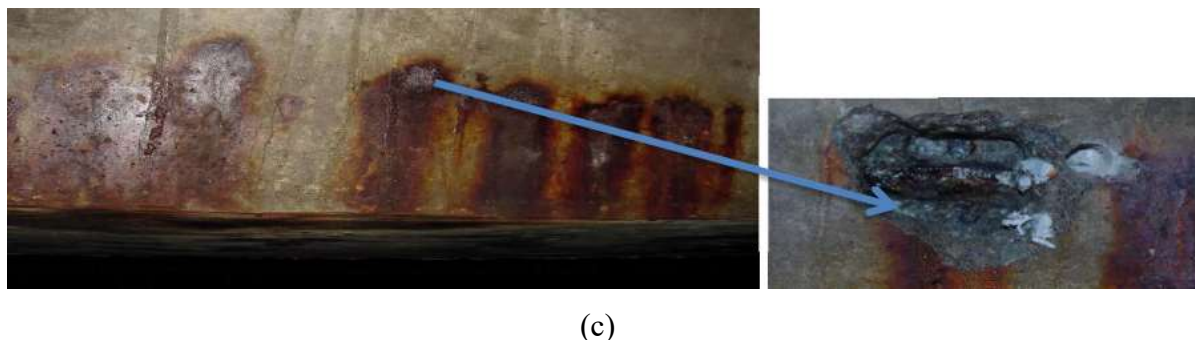


Figura 1.11 - Dano visíveis nas estruturas de betão; (a) fissuração; (b) corrosão; (c) pormenor da corrosão da armadura e posterior destacamento do betão. Adaptado de (LNEC, 2014).

1.1.3 Varões de GFRP

Os varões de GFRP surgiram com o objetivo de substituir os varões de aço nas armaduras do betão. Como estes materiais são pouco vulneráveis à corrosão, o campo de aplicações possíveis é vasto sobretudo em estruturas que possam sofrer de corrosão das armaduras. Deste modo os varões de GFRP demonstram grandes potencialidades, podendo prolongar significativamente a vida útil das estruturas.

Os varões de GFRP (polímero reforçado com fibras de vidro) são constituídos pelos seguintes dois materiais descritos de seguida (Schoeck ComBAR®, 2013):

- (i) fibras de vidro orientadas na direção longitudinal do varão; tipicamente estas fibras têm aproximadamente 20 μm de diâmetro, sendo responsáveis por conferir rigidez e resistência ao varão;
- (ii) matriz polimérica, responsável pela ligação, proteção e transferência de esforços entre fibras; a matriz é, no entanto, menos rígida e resistente que as fibras.

A Figura 1.12 ilustra a secção transversal de um varão GFRP, onde é possível visualizar a disposição das fibras no varão assim como a sua orientação. Nesta figura (Figura 1.12b) é possível visualizar as descontinuidades entre fibras, onde a transmissão de esforço é assegurada pela matriz polimérica.

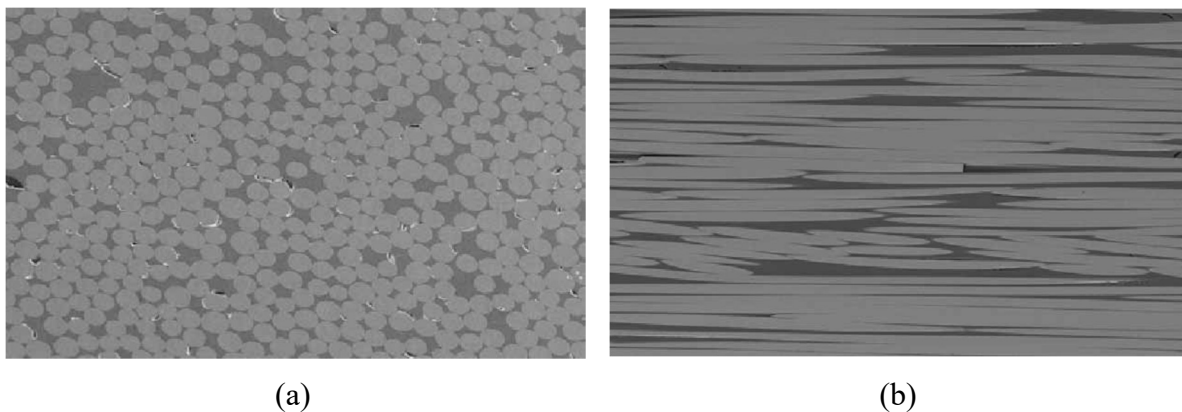


Figura 1.12 - Fibras de vidro em varões de GFRP: (a) corte transversal; (b) corte longitudinal, adaptado de (Schoeck ComBAR, 2013).

Estes materiais compósitos possuem muitas vantagens em relação ao aço convencional; porém também possuem algumas desvantagens (Erki & Rizkalla, 1993). Assim, as principais vantagens dos varões de GFRP são:

- (i) Leveza;
- (ii) Não corrosividade;
- (iii) Neutralidade eletromagnética;
- (iv) Resistências consideravelmente superiores em relação ao aço convencional.

Por outro lado, as principais desvantagens dos varões de GFRP são:

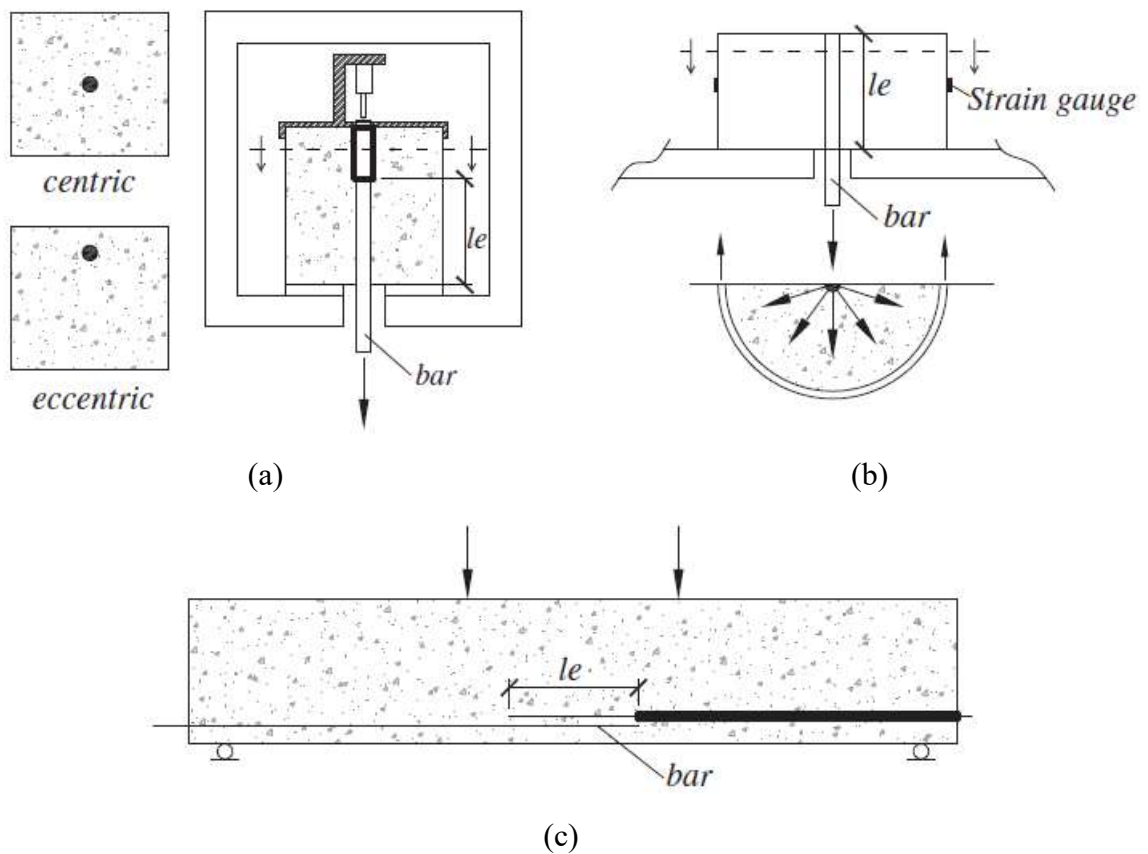
- (i) Preço inicial maior;
- (ii) Ausência de patamar de deformação;
- (iii) Não pode ser dobrado;
- (iv) Módulo de elasticidade baixo;
- (v) Baixa resistência ao desgaste.

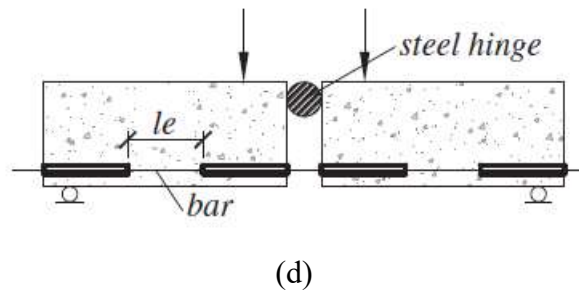
Existem diversas empresas produtoras destes varões que oferecem diversas configurações da superfície externa do varão de modo a promover a aderência ao betão. Na Figura 1.13 encontra-se ilustrada a configuração da superfície externa do varão da Schoeck ComBAR®.



Figura 1.13 - Aspeto do varão de GFRP da empresa Schoeck ComBAR®, adaptado de (Schoeck ComBAR, 2014).

No contexto do estudo da aderência de varões de GFRP ao betão, em virtude da grande variedade de soluções existentes no mercado, têm vindo a ser realizados diversos ensaios experimentais com recurso diferentes configurações, nomeadamente: (i) ensaios de arranque direto; e, (ii) flexão, (Mazaheripouret al, 2012), identificados na Figura 1.14.





Nota: le – comprimento de amarração.

Figura 1.14 - Configurações dos ensaios de aderência: (a), (b) e (c) arranque direto; (d) ensaio de flexão; adaptado de (Mazaheripour et al., 2012).

1.2 Objetivos

O principal objetivo desta dissertação é o de avaliar a possibilidade de utilizar água do mar na concepção de estruturas de betão. Considerando a vulnerabilidade das armaduras de aço aos efeitos da corrosão, sobretudo pela ação dos iões cloreto, este trabalho contempla também a utilização de armaduras de GFRP como reforço. A prossecução deste objetivo principal é decomposta no seguinte conjunto de objetivos intercalares:

- Efetuar pesquisa bibliográfica em áreas afins à temática em estudo, nomeadamente, na concepção e otimização de composições de betão, na caracterização das suas propriedades mecânicas em compressão e do comportamento de aderência da ligação varão/betão;
- Desenvolver por via analítica e experimental, o algoritmo de otimização de misturas de betão;
- Desenvolver por via experimental as composições das misturas de betão;
- Avaliar por via experimental as características mecânicas do betão à compressão;
- Avaliar por via experimental as características de aderência da ligação varão/betão.

1.3 Estrutura da dissertação

A execução do presente trabalho de investigação começou com uma pesquisa bibliográfica intensiva, que continuou de forma menos intensa ao longo do desenvolvimento do trabalho experimental. Esta metodologia permitiu obter informação sobre o que tem vindo a ser investigado na área, servindo para enquadrar o presente trabalho no que já foi realizado a nível nacional e internacional.

No Capítulo 2 é apresentada a metodologia desenvolvida para definir a constituição das duas misturas de betão de referência através de um algoritmo de otimização. É também apresentada uma análise comparativa entre o algoritmo utilizado e os métodos tradicionais.

No Capítulo 3 é efetuada a caracterização da evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dos diferentes betões desenvolvidos ao longo do tempo. É também discutida a relação entre os resultados obtidos para os diferentes betões e a água utilizada na confeção do betão ou o tipo de ambiente de cura dos provetes.

No Capítulo 4 resultados é efetuada a caracterização do comportamento de aderência dos varões nos vários tipos de betão por intermédio dos ensaios de arrancamento. É efetuada uma análise dos resultados atendendo ao tipo de água utilizada na confeção do betão e o tipo de ambiente de cura dos provetes.

No Capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões extraídas deste trabalho. São também apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

DEFINIÇÃO DAS COMPOSIÇÕES DE BETÃO

2.1 Introdução

O betão, como material estrutural, pode ser considerado um material compósito que é constituído por agregados, que se encontram ligados pela matriz cimentícia, e uma rede difusa de poros de variadas dimensões. As propriedades físicas e mecânicas do betão endurecido, sobretudo a resistência mecânica, estão fortemente relacionadas com a compacidade do esqueleto sólido que é constituído pelos agregados.

Com o objetivo de se obter misturas de betão ideais do ponto de vista da compacidade do esqueleto sólido, foi estudada a aplicação de um algoritmo de otimização desenvolvido recentemente e publicado em revistas científicas da especialidade, que permite a obtenção das quantidades ideais dos elementos constituintes de uma determinada mistura de modo a obter-se o ajuste ótimo a uma curva granulométrica de referência. Deste modo, de modo a atingir este propósito, o presente capítulo inicia-se com a análise granulométrica de um conjunto de amostras de agregados com dimensões variadas. Na sequência desta análise foram determinadas as curvas granulométricas e massas volúmicas dos agregados envolvidos.

Por forma a validar os resultados obtidos através a aplicação do algoritmo anteriormente referido, foram realizados ensaios de caracterização do betão no estado fresco e em estado endurecido, nomeadamente o ensaio de abaixamento e resistência à compressão, respetivamente, avaliando-se assim, o comportamento da mistura ideal obtida no algoritmo.

O capítulo termina com a discussão dos resultados obtidos e respetivas conclusões.

2.2 Materiais utilizados

2.2.1 Agregados

Os agregados foram genericamente divididos em 2 tipos, os agregados finos e os grossos. Considerados como agregados finos, foram utilizados 2 agregados, nomeadamente, o pó

mineral e a areia. Considerados como agregados grossos, foram também utilizados 2 agregados, sendo eles, a brita 4-8 e a brita 8-16.

Na Figura 2.1 apresenta-se imagens dos agregados utilizados.

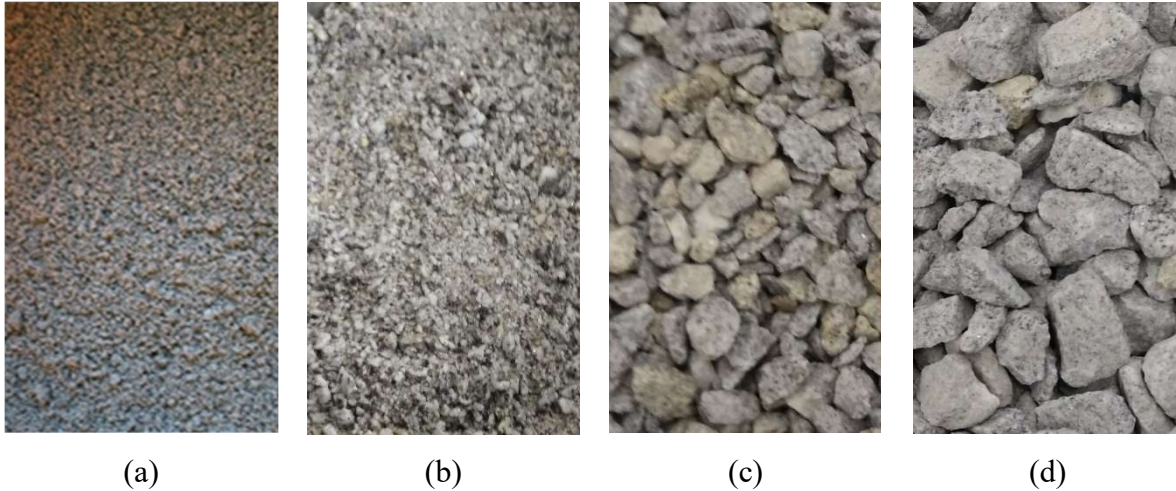


Figura 2.1- Agregados utilizados, (a) pó mineral, (b) areia, (c) brita 4-8 (d) brita 8-16

2.2.2 Ligantes

- **Cimento**

Para o presente trabalho foi selecionado o cimento Portland, tipo I, classe 42,5R, da Secil, (ver Figura 2.2), para a realização das misturas. Optou-se por um cimento tipo I, por ser isento de adições, sendo apenas constituído por clínquer Portland.



Figura 2.2- Cimento secil, tipo I classe 42,5R.

- **Cinzas volantes**

Neste trabalho houve a preocupação de produzir misturas otimizadas de um ponto de vista ambiental e de impacto do betão no meio ambiente. Deste modo, todas as necessidades adicionais de materiais finos relativamente à quantidade de cimento adicionada às misturas foram supridas adicionando cinzas volantes à mistura.

2.2.3 Adjuvantes

Foram adicionados dois adjuvantes à mistura, um superplastificante e um controlador de viscosidade ou estabilizador.

- **Superplastificante**

De acordo com (E. Pereira, 2006), o superplastificante é um agente redutor de água que produz fortes melhoramentos na trabalhabilidade do betão, através de um efeito de repulsão entre partículas, minimizando o atrito e melhorando a dispersão das partículas em suspensão da pasta de cimento. Como consequência de uma melhor dispersão entre partículas e menor quantidade de água, o betão obtém um ganho de resistência mais rápido e também uma melhoria na resistência à compressão. Porém o autor adverte que existe uma quantidade ótima a ser adicionada à mistura de betão, pois se for adicionado em demasia, é provocada repulsão excessiva entre partículas, provocando o efeito de segregação e exsudação.

Deste modo foi adicionado à mistura o superplastificante, viscocrete 3002 HE, da Sika, sendo a sua quantidade analisada através da confeção de várias misturas com diferentes quantidades de superplastificante, verificando-se o comportamento do betão em estado fresco e possível aparecimento de segregação.

- **Estabilizador**

As propriedades reológicas do betão no estado fresco, sobretudo a viscosidade, têm uma importância significativa na estabilidade da mistura do ponto de vista da resistência à segregação. Em geral é possível otimizar a mistura de forma a controlar o risco de segregação utilizando adições. No entanto o processo de otimização da mistura é demorado, pelo que no presente estudo se optou por recorrer a um adjuvante para produzir esse efeito. Deste modo foi adicionado à mistura o estabilizador VP1, da Sika na quantidade recomendada pelo fabricante com o intuito de aumentar a coesão do betão o suficiente para evitar a segregação.

2.3 Características físicas dos agregados

De modo a possibilitar o procedimento de otimização do esqueleto sólido constituído pelos agregados, foi necessário determinar as características físicas principais dos agregados, em particular a granulometria e a massa volúmica.

Os ensaios que se seguem foram efetuados no laboratório da Universidade do Minho, onde foi facultado todo o material necessário para o seu desenvolvimento.

2.3.1 Análise granulométrica

Foi efetuada granulometria de 4 agregados, nomeadamente Pó mineral, Areia, Brita 4-8 e Brita 8-16, representados na Figura 2.1, tendo a metodologia de ensaio sido seguida pela norma (NP EN 933-1, 2000). Esta permite a peneiração do material lavado e seco ou diretamente a amostra seca, sem procedimento de lavagem, neste trabalho foi efetuada a peneiração diretamente da amostra seca. Para o efeito, foi utilizada a série de peneiros definida pela norma (NP EN 933-2, 1999), que especifica unicamente o uso de peneiros de abertura quadrada, e onde o diâmetro inferior é de 0.063 mm e diâmetro máximo de 125 mm. Devendo os peneiros ser sobrepostos em coluna por ordem crescente de diâmetro, com fundo e tampa.

A distribuição cumulativa por tamanhos em massa dos agregados, encontra-se apresentada na Figura 2.3.

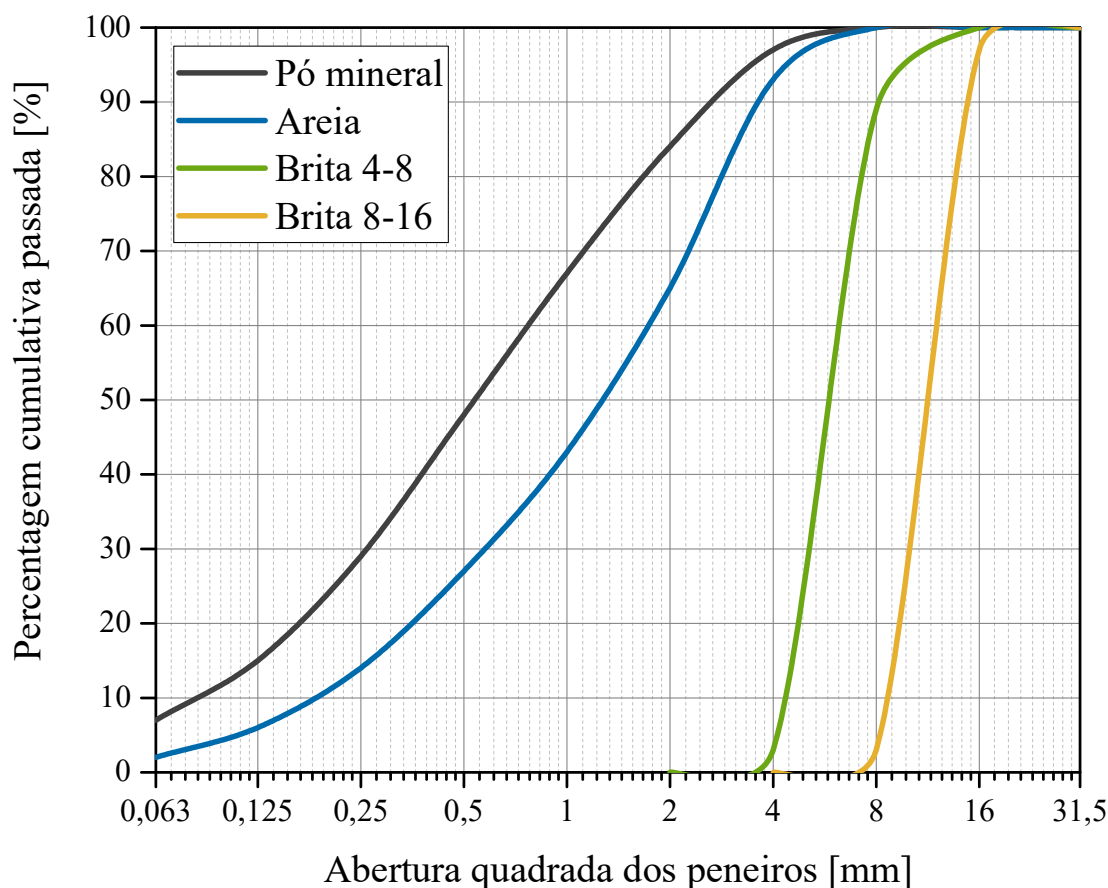


Figura 2.3- Distribuição granulométrica cumulativa em massa dos agregados

2.3.2 Massa volúmica

A determinação da massa volúmica dos agregados finos, (pó mineral e areia), foi realizada adotando o procedimento da norma (NP-954, 1973), onde a partir da determinação de: (i) - massa do provete com partículas saturadas sem água superficial (M1); (ii) - massa do balão graduado com o provete e água (M2); (iii) - massa do provete após secagem (M3); e, (iv) - massa do balão graduado com água (M4). É calculada a massa volúmica do material impermeável das partículas através da equação (2.1), a massa volúmica das partículas saturadas através da equação (2.2), a massa volúmica das partículas secas através da equação (2.3), e a absorção de água através da equação (2.4). Neste trabalho foi utilizada a massa volúmica seca, onde os resultados obtidos se encontram presentes na Tabela 2.1. Na Figura 2.4 é ilustrado o procedimento de secagem lenta para obtenção da massa dos agregados com partículas saturadas sem água superficial e o balão graduado utilizado.

$$\rho_i = \frac{M_3}{M_3 + M_4 - M_2} \quad (2.1)$$

$$\rho_s = \frac{M_1}{M_1 + M_4 - M_2} \quad (2.2)$$

$$\rho_d = \frac{M_3}{M_1 + M_4 - M_2} \quad (2.3)$$

$$W = \frac{M_1 - M_3}{M_3} \times 100 \quad (2.4)$$

Notas: ρ_i - massa volúmica do material impermeável das partículas; ρ_s - massa volúmica das partículas saturadas; ρ_d - massa volúmica das partículas secas; W - absorção de água.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.4- Procedimento para determinação da massa volúmica dos agregados finos, (a) processo de secagem lenta, (b) compactação, (c) moldagem resultante e (d) balão com o provete e água para pesagem.

A determinação da massa volúmica dos agregados grossos (brita 4-8 e brita 8-16) foi realizada tendo em conta o procedimento da norma (NP EN 1097-6, 2002), através do procedimento do cesto de arame. Onde após colocar o provete em água até adquirir massa constante, este é colocado no cesto e imergido no tanque de água, onde é pesado e anotada a sua massa (M_2), de seguida, o provete é retirado do cesto e removida toda a água superficial através de panos absorventes até a superfície ficar fosca, sendo pesado novamente e anotada a sua massa (M_1), por fim o provete é colocado em estufa a uma temperatura de 110 ± 5 °C até

adquirir massa constante, sendo mais uma vez pesado e anotada a sua massa (M_3). O cálculo da massa volúmica seca é efetuado através da relação das massas determinadas, como indicado na equação (2.5), a absorção de água também foi calculada através da equação (2.6), os resultados encontram-se apresentados na Tabela 2.1. Na Figura 2.5 (a) - está ilustrado os agregados imersos em água até adquirir massa constante, (b) - pesagem do provete no cesto imerso em água e (c) - provete seco pronto a ser pesado.

Não foi possível adotar este mesmo procedimento para a determinação da massa volúmica dos agregados finos através da utilização do picnómetro devido à indisponibilidade do picnómetro adequado no laboratório, no momento da realização deste estudo.

$$\rho_d = \frac{M_3}{M_1 - M_2} \times \rho_w \quad (2.5)$$

$$W = \frac{M_1 - M_3}{M_3} \times 100 \quad (2.6)$$

Notas: ρ – massa volúmica do agregado; ρ_w - massa volúmica da água; W - absorção de água.

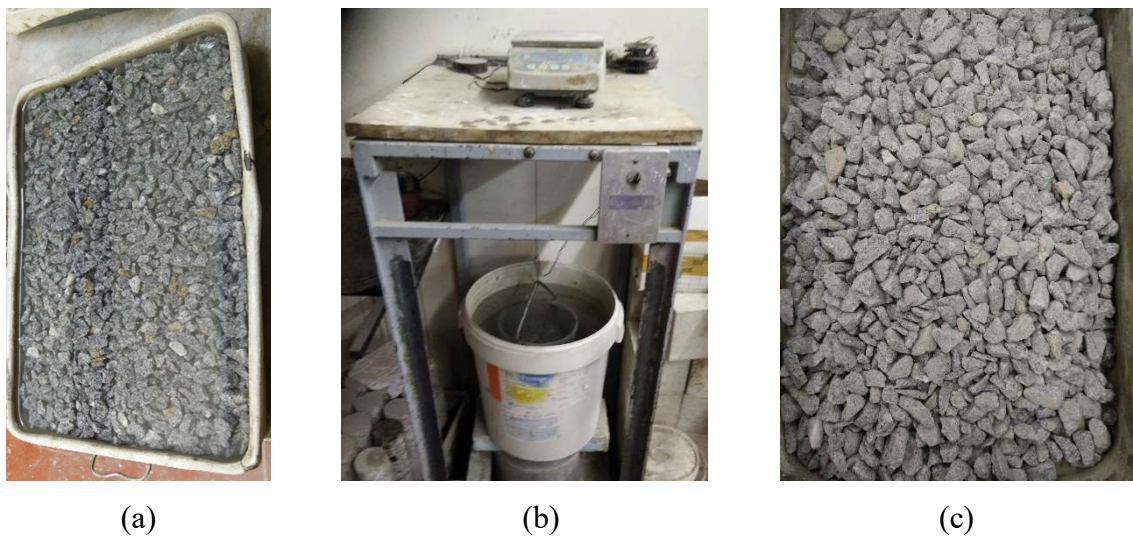


Figura 2.5- Procedimento de determinação da massa volúmica dos agregados grossos, (a) imersão em água durante 24 horas, (b) pesagem do provete em água e (c) secagem do provete.

Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 2.1.

Tabela 2.1- Massa volúmica dos agregados

Pó (g/cm ³)	Areia (g/cm ³)	Brita 4-8 (g/cm ³)	Brita 8-16 (g/cm ³)
2.68	2.69	2.44	2.58

2.4 Características físicas dos ligantes

A determinação das características físicas dos ligantes foi realizada anteriormente por (E. Pereira, 2006). Deste modo, devido à maior complexidade associada à determinação destas propriedades e à indisponibilidade de equipamentos que possibilitassem a execução destes ensaios no momento da realização deste estudo, optou-se por não proceder à repetição dos mesmos.

2.4.1 Análise granulométrica

Encontra-se representado na Figura 2.6 a distribuição cumulativa dos ligantes utilizados no presente trabalho, obtidos por (E. Pereira, 2006).

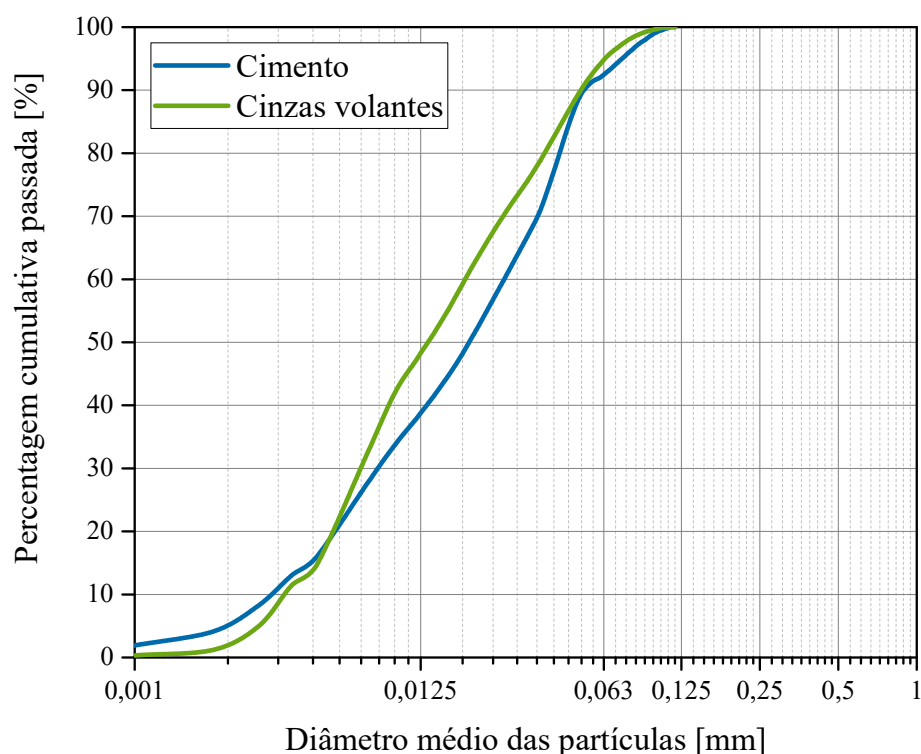


Figura 2.6- Distribuição cumulativa dos ligantes

2.4.2 Massa volúmica

Os resultados da massa volúmica dos ligantes utilizados no presente trabalho, obtidos por (E. Pereira, 2006), encontram-se apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2- Massa volúmica dos ligantes

Cinzas volantes (g/cm ³)	Cimento (g/cm ³)
2.9	3.15

2.5 Algoritmo de otimização da composição do betão

2.5.1 Determinação da função ou curva objetivo

O princípio geral da determinação da função ou curva objetivo prende-se à obtenção de uma compacidade ótima, utilizando partículas de dimensões diferentes com uma distribuição contínua, assumindo a forma de uma exponencial. Determinada através da utilização da equação modificada de Andreasen e Andersen, (Hüsken, 2010), representada na equação (2.8), que estabelece a quantidade ótima de material a reter em cada peneiro i , de modo a obter a compacidade ótima dos materiais sólidos da mistura. Porém previamente é necessário o cálculo da média geométrica da dimensão entre os peneiros i e $(i + 1)$, representada na equação (2.7).

$$D_i^{i+1} = \sqrt{D_i D_{i+1}} \quad (2.7)$$

$$P_{tar}(D_i^{i+1}) = \frac{(D_i^{i+1})^q - D_{min}^q}{D_{max}^q - D_{min}^q} \quad (2.8)$$

em que a função objetivo $P_{tar}(D_i^{i+1})$, representa o valor objetivo a atingir para a quantidade de material a reter pelo peneiro (i), D_{max} e D_{min} são os valores de diâmetro máximo e mínimo de todos os materiais sólidos da mistura, respetivamente, e q é o módulo de distribuição, que pode tomar diversos valores, entre 0.1 e 0.9, sendo que valores mais baixos resultam em betões ‘muito finos’ ou fluidos e valores mais elevados resultam em betões ‘extremamente grossos’ ou de reduzida fluidez.

Encontra-se representado na Figura 2.7 influência do parâmetro q na quantidade da pasta de ligante e todas as partículas com $D < 0.125$ mm, e no rácio entre os agregados grossos e agregados finos. Onde se verifica que quanto maior o parâmetro q menor o rácio dos agregados grossos e agregados finos, o que significa que em $q = 0.9$ o rácio é de aproximadamente 45 logo a percentagem de agregados grossos é muito maior que a percentagem de agregados finos, enquanto que, com $q = 0.1$ o rácio é muito próximo de 0, resultados de uma percentagem de agregados finos muito superior à percentagem de agregados grossos. Em relação à quantidade de pasta verifica-se um aumento significativo com a diminuição do parâmetro q , o que é logico, pois quanto mais finos mais quantidade de pasta, devido a esta incluir todas as partículas com $D < 0.125$ mm.

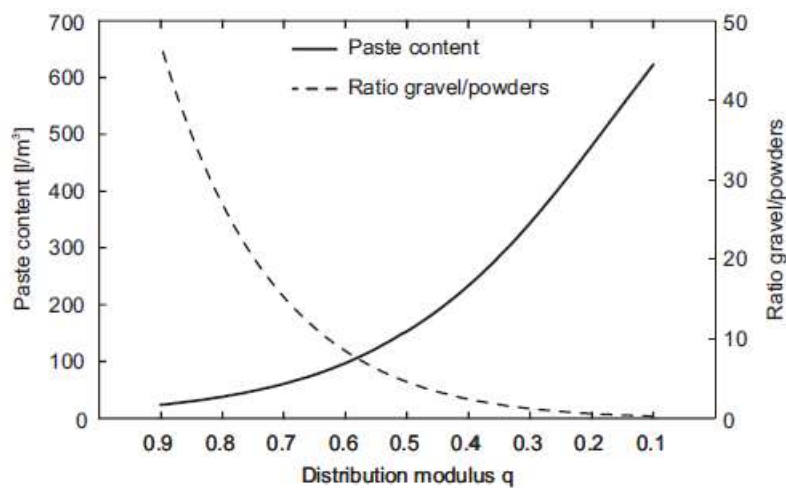


Figura 2.7 - Influência da distribuição do parâmetro q na equação de Andreassen e Andersen no conteúdo de pasta por m^3 de betão fresco e um rácio entre agregados grossos ($4\text{ mm} < D < 16\text{ mm}$) e agregados finos ($0.01\text{ mm} < D < 0.125\text{ mm}$); conteúdo de pasta para partículas menores que 0.125 mm , considerado um rácio (água/pó) constante de 0.35, $D_{max} = 16\text{ mm}$, $D_{min} = 0.275\text{ mm}$; adaptado de (Hüsken, 2010).

O D_{max} também tem uma forte influência na distribuição da função objetivo, através da análise da Figura 2.8, é notória a diferença na descrição da função ou curva objetivo com o aumento do D_{max} , quanto maior o diâmetro máximo, mais grossa é a composição.

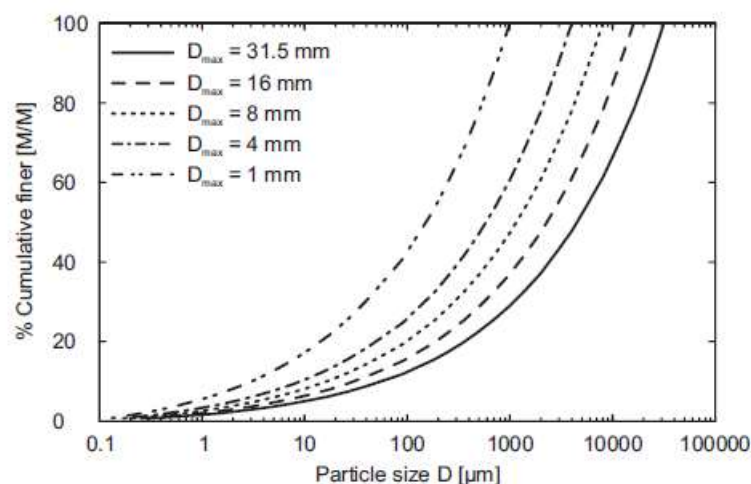


Figura 2.8 - Influência da D_{max} com a utilização do parâmetro $q = 0.35$ e $D_{min} = 0.12 \mu m$, adaptado de (Hüsken, 2010).

Na Figura 2.9 encontra-se ilustrado duas misturas em que se fez variar o parâmetro q , em (a) verifica-se que o betão tem características fluidas, tendo tomado o valor de $q = 0.25$; em (b) com um $q = 0.4$, o resultado é completamente diferente, tendo resultado um betão mais consistente e mais rico em agregados grossos que o betão representado em (a). Note-se que o rácio (água/pó) utilizado em ambas as misturas é igual tomando o valor de 0.4.



(a)



(b)

Figura 2.9 - Aspeto do betão fresco, considerando um rácio (água/pó) constante de 0.4; (a) - mistura com um parâmetro $q = 0.25$; (b) - mistura com um parâmetro $q = 0.4$.

No presente trabalho o parâmetro q será alvo de um estudo para, por intermédio de um processo iterativo, se obter a solução adequada em termos de trabalhabilidade para o presente estudo.

Na Figura 2.10 encontra-se representada a curva objetivo com o parâmetro $q = 0.3$.

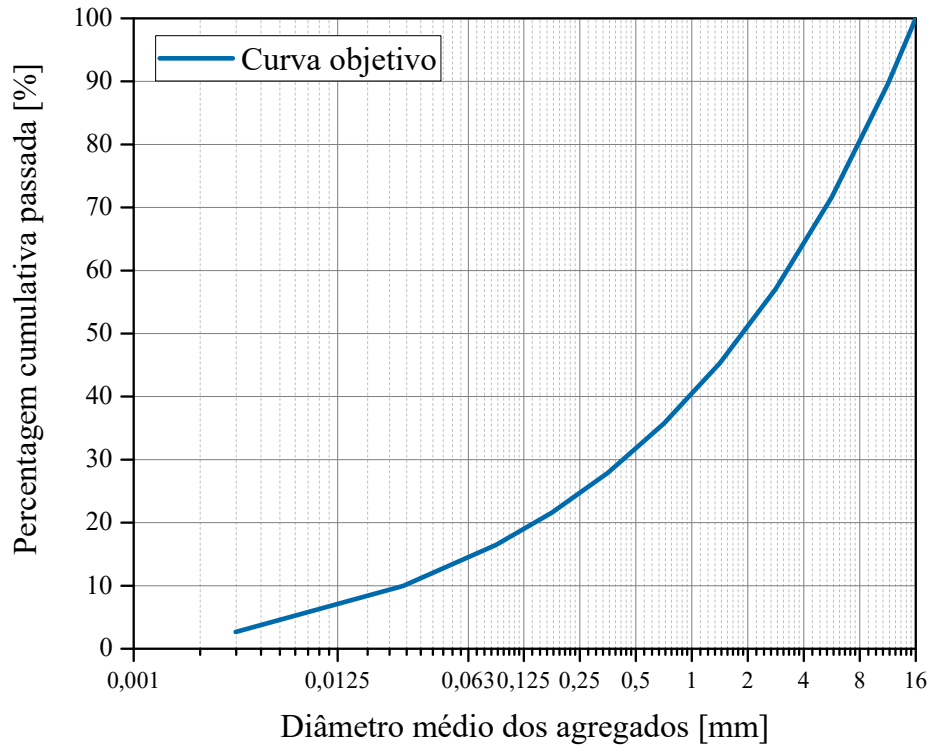


Figura 2.10- Distribuição da curva objetivo para $q=0.30$.

2.5.2 Cálculo das variáveis envolvidas no processo de otimização

Após a determinação genérica da curva objetivo, procedeu-se ao cálculo das variáveis de otimização do algoritmo para permitir o ajuste ótimo dos agregados e adições disponíveis neste estudo à curva objetivo.

A equação (2.9) permite calcular o V_{sol}^{tot} , volume total de sólidos da mistura, que consiste no somatório de todas as parcelas $V_{sol,k}$, ou seja, do volume de sólidos do ingrediente k , onde o $(m - 2)$ corresponde ao último ingrediente sólido, de modo a retirar os ingredientes não sólidos, nomeadamente, a água e os vazios.

$$V_{sol}^{tot} = \sum_{k=1}^{m-2} V_{sol,k} \quad (2.9)$$

Na equação (2.10) define-se $v_{sol,k}$, que consiste na proporção volumétrica do ingrediente sólido k , que é calculada através da divisão do volume do ingrediente sólido k pelo volume total.

$$v_{sol,k} = \frac{V_{sol,k}}{V_{sol}^{tot}} \quad (2.10)$$

Na equação (2.11) define-se $Q_{mix}(D_i^{i+1})$ que consiste na quantidade de material da mistura que fica retido no peneiro i . O seu valor depende de $Q_{sol,k}(D_i^{i+1})$, quantidade do material k retido no peneiro i , de $\rho_{sol,k}^{spe}$, densidade específica do material k e dos restantes parâmetros identificados anteriormente.

$$Q_{mix}(D_i^{i+1}) = \frac{\sum_{k=1}^{m-2} \frac{v_{sol,k}}{\rho_{sol,k}^{spe}} Q_{sol,k}(D_i^{i+1})}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^{m-2} \frac{v_{sol,k}}{\rho_{sol,k}^{spe}} Q_{sol,k}(D_i^{i+1})} \quad (2.11)$$

A curva granulométrica em termos de massa resultante é finalmente determinada através da equação (2.12), onde se procede à soma da fração mais fina acumulada com a fração retida no peneiro seguinte. Nesta função, foi detetada uma gralha no trabalho original (Hüsken, 2010), que em vez de somar, fazia a subtração das frações. Ao efetuar o cálculo verificou-se que não fazia sentido a subtração, pois a curva resultante descreveu valores negativos. Posto isto, considerou-se então a soma das frações.

$$P_{mix}(D_i^{i+1}) = P_{mix}(D_{i-1}^i) + Q_{mix}(D_i^{i+1}) \quad (2.12)$$

A determinação da quantidade de água necessária para a mistura, foi efetuada através da expressão (2.13), que permite calcular o quociente (água/pó) em massa. O pó considerado inclui os ligantes e os agregados de diâmetro inferior a 0.125 mm, permitindo um processo de cálculo da quantidade de água necessária para a mistura mais exaustivo e por sua vez mais exato que o quociente (água/ligante) correntemente utilizado. Optou-se por esta relação devido à mistura ser rica em agregados finos, como pode ser visualizado na Figura 2.3.

$$w/p = \frac{\rho_{wat} V_{wat}}{\sum_{k=1}^{m-2} \rho_{sol,k}^{spe} V_{sol,k}(D_i^{i+1})} \quad \text{para } D_i < 125 \mu m \quad (2.13)$$

Para finalizar o processo, é calculado o erro quadrático total (RSS), através da equação (2.14), que no processo de otimização é minimizado de modo a aproximar a curva resultante o máximo possível da curva objetivo.

$$RSS = \sum_{i=1}^n \left(P_{mix}(D_i^{i+1}) - P_{tar}(D_i^{i+1}) \right)^2 \quad (2.14)$$

2.5.3 Otimização da composição

Após o cálculo das variáveis que constituem o algoritmo, procedeu-se à otimização da composição, através da minimização do RSS para a função objetivo em estudo. Para o efeito foi utilizada a ferramenta solver do Excel®. Como pode ser observado na Figura 2.11 e na Figura 2.13, o objetivo é obter o valor mínimo do RSS, com a alteração dos vários $v_{sol,k}$, isto é, da proporção volumétrica dos ingredientes sólidos da mistura. Por fim são adicionadas as restrições que definem as fronteiras de validade das soluções, de modo a que os valores da $v_{sol,k}$, respeitem os seus limites e se obtenham resultados coerentes e realistas. Foi formulada também uma restrição referente ao rácio (água/pó).

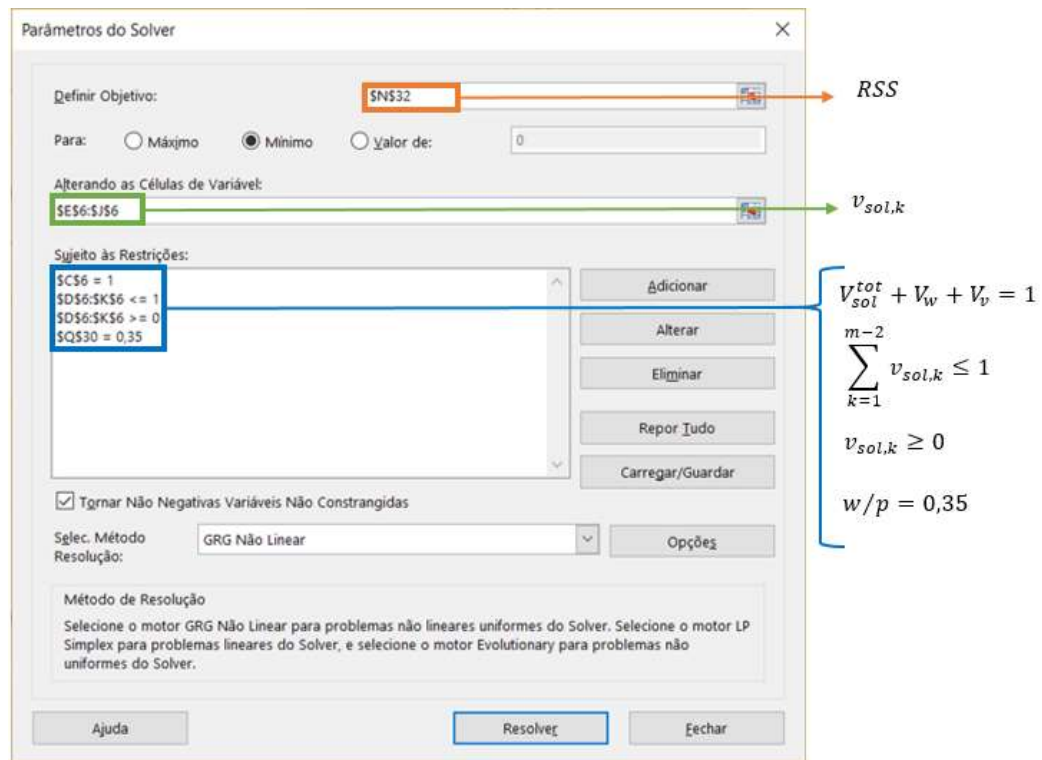


Figura 2.11- Preparação dos dados e do algoritmo de otimização na ferramenta Solver do Excel®.

O valor do rácio (água/pó) foi afinado, juntamente com o valor do parâmetro q no processo de afinação do betão, visto que é o parâmetro que mais diretamente influencia a resistência mecânica que se pretende obter. Foram posteriormente efetuadas diversas misturas para determinar o valor apropriado destes dois parâmetros, atendendo aos objetivos do trabalho. Para essas misturas foi avaliado o comportamento no estado fresco, sobretudo com base nos resultados do ensaio de abaixamento, e o comportamento no estado endurecido, sobretudo com base nos resultados dos ensaios de compressão.

Na Figura 2.12, encontram-se ilustradas algumas das misturas efetuadas no processo de otimização da composição. Em (a) está representada uma mistura com um $q = 0.4$ e um rácio $(w/p) = 0.35$, que demonstra ser demasiado seco, não sendo interessante para o projeto. Em (b) e (c) está representada uma mistura com um $q = 0.3$ e um rácio $(w/p) = 0.35$, demonstrando boas características de trabalhabilidade, porém como ilustrado em (c) a mistura padece de segregação, sendo necessário verificar a quantidade ótima de superplastificante para a mistura, tendo sido utilizada uma percentagem de 2% da massa de cimento. De modo a explorar da melhor forma o algoritmo de otimização, foi efetuada uma mistura com $q = 0.25$ e um rácio $(w/p) = 0.35$ ilustrada em (d) e (e), onde em (d) se verifica a segregação do betão, de seguida efetuou-se novamente a mesma mistura, porém com uma quantidade de superplastificante

reduzida para 1% da massa de cimento, que como demonstrado em (e) não se verifica segregação. Foi então efetuada novamente a mistura com $q = 0.3$ e um rácio $(w/p) = 0.35$, mas com a quantidade de superplastificante reduzida para 1% da massa de cimento, resultando na mistura com as características ideais para o projeto, demonstrado em (f).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 2.12 - Alguns exemplos das misturas efetuadas no processo de otimização da composição.

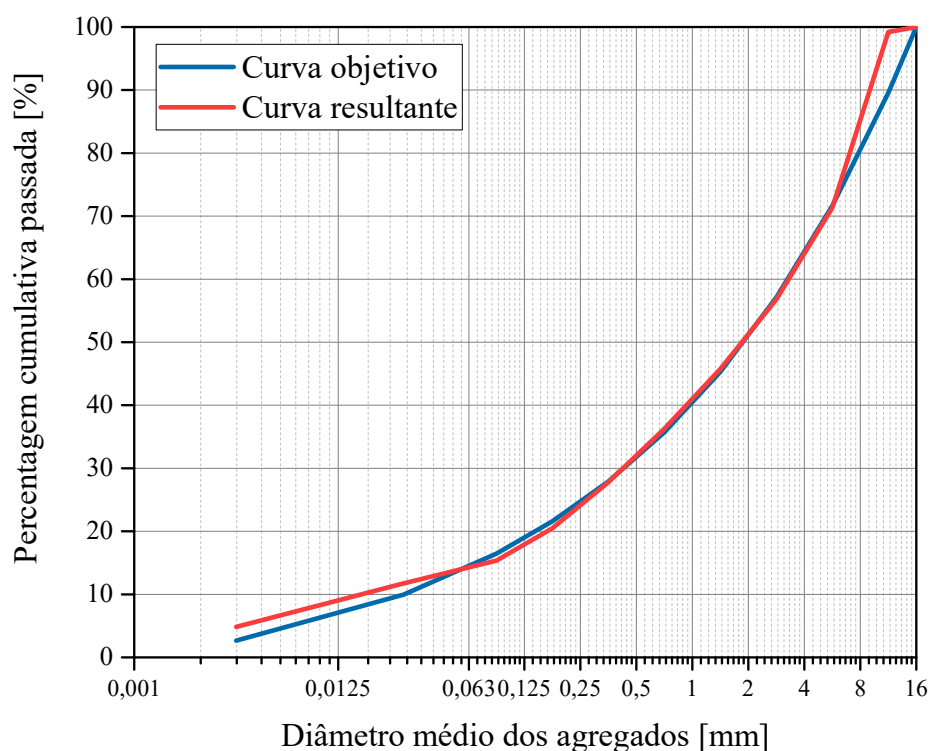


Figura 2.13- Distribuição granulométrica da curva resultante do processo de otimização e comparação com a função ou curva objetivo.

A Figura 2.13, demonstra uma boa aproximação entre as curvas, embora se destaque, que a curva resultante demonstra um ligeiro excesso de materiais finos e um ligeiro déficit de agregado grosso, em relação à curva objetivo. Foram efetuadas duas misturas de referência com valores de quantidade de cimento por m^3 fixos, de 300 kg e 400 kg. A quantidade de cinzas volantes a adicionar resultou do processo de otimização de forma automática, juntamente com o cálculo da quantidade de todos os agregados e também da quantidade de água a adicionar. As composições de referência apresentam-se na Tabela 2.3.

Tabela 2.3- Constituição das misturas de referência

Material	Referência 1		Referência 2	
	Volume [dm ³]	Massa [kg]	Volume [dm ³]	Massa [kg]
Cimento tipo I 42,5R	95	299,25	127,0	400,05
Cinzas volantes	53,66	155,62	22,6	65,67
Pó mineral	214,82	547,80	214,5	547,02
Areia	323,48	808,70	319,8	799,39
Brita 4-8	46,13	112,60	45,8	111,79
Brita 8-16	24,58	63,38	24,4	62,87
Água	202,33	202,33	205,9	205,91
Volume de vazios	40	-	40	-
TOTAL	1000	2189,681	1000	2192,69

2.6 Caracterização do betão nos estados fresco e endurecido

De modo a caracterizar o comportamento do betão no estado fresco foi realizado o ensaio de abaixamento com base na norma NP EN 12350-2 (2002) para as duas misturas de referência. O procedimento de ensaio pode ser visualizado através da Figura 2.14.

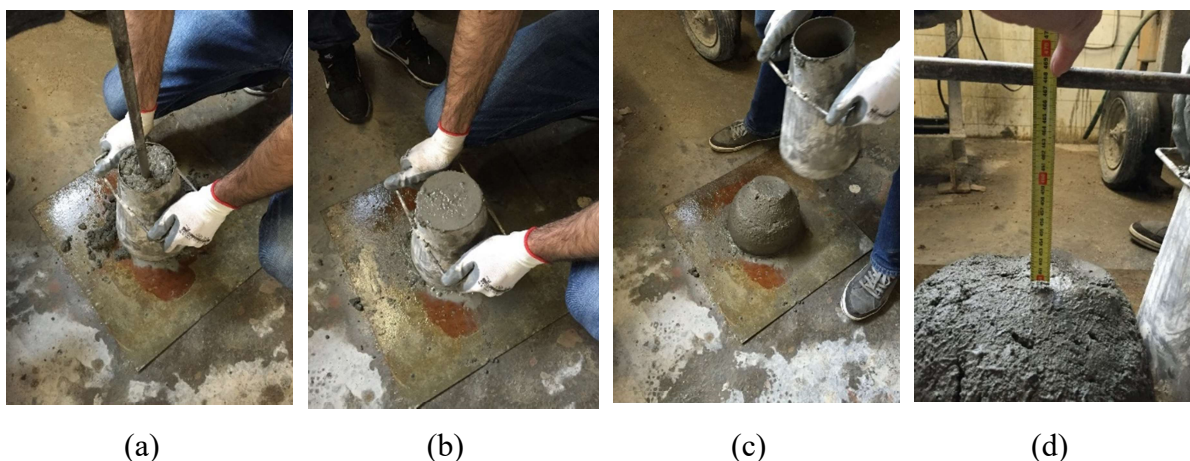


Figura 2.14- Procedimento de ensaio, (a) fase de enchimento e compactação, (b) remoção do excesso de betão da face superior, (c) Remoção do molde e (d) medição do abaixamento.

O abaixamento verificado em ambas as misturas, classifica-se como abaixamento verdadeiro, como pode ser visualizado na Figura 2.14 (c). Verifica-se também que a mistura possui elevada consistência e coesão, não apresentando sinais visuais de segregação ou exsudação.

Após a medição do abaixamento registrada nos dois ensaios, procedeu-se à classificação do betão através da norma (NP EN 206-1, 2007). As medições registradas e as classes obtidas encontram-se representadas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4- Classes de abaixamento obtidas.

Mistura	Referência 1	Referência 2
Abaixamento [mm]	160	190
Classe	S4	S4

A resistência à compressão obtida para os dois betões de referência, aos 28 dias, tendo sido curados num ambiente com temperatura de 21 ± 1 °C e humidade relativa de $70 \pm 2\%$, encontra-se apresentada na Tabela 2.5. Onde se verifica que a resistência do betão referência 1 se enquadra muito próximo da classe (C 16) e o betão de referência 2 se enquadra na classe (C 20). As resistências obtidas consideraram-se representativas para as estruturas alvo deste projeto, tendo-se dado seguimento a este projeto com as misturas de referência 1 e 2.

Tabela 2.5 - Classes de resistência obtidas.

Mistura	Referência 1	Referência 2
f_{cm} - Resistência média [MPa]	23,34	28,25
f_{ck} - Resistência característica [MPa]	15,34	20,25

2.7 Conclusões

O algoritmo de otimização utilizado na formulação da composição possui um grau de complexidade bastante superior a outros métodos correntemente mais utilizados, tais como o método de Faury ou o método de Bolomey, baseados em curvas de referência.

Esta afirmação é justificada através dos seguintes aspetos:

- **Formulação da curva de referência ou curva objetivo**

O método de Faury divide a curva de referência em 2 segmentos de reta, o primeiro compreendido entre o diâmetro 0.0065 mm e $D/2$, sendo D o diâmetro máximo na mistura. O segundo segmento de reta está compreendido entre $D/2$ e D , sendo o ponto de intersecção entre esses 2 segmentos de reta calculado com base nas características da armadura eventualmente existente e do molde a preencher.

Enquanto o algoritmo utilizado neste capítulo determina a curva de referência através de uma função matemática descrita em (2.8), que relaciona os diâmetros mínimo e máximo com o diâmetro médio a determinar, sendo a função exponencial descrita pelo expoente (q), que influencia a forma da concavidade da curva dependendo das propriedades frescas e de fluidez do betão que se pretende desenvolver.

- **Cálculo da quantidade de cada ingrediente na mistura**

O método de Faury, calcula a percentagem dos ingredientes na mistura através de equações determinadas em diferentes pontos da curva de referência, sendo esses pontos subjetivos ao utilizador, não permitindo saber se é a melhor aproximação possível, mas sim uma aproximação possível.

O algoritmo utilizado neste trabalho, procede ao cálculo da percentagem dos ingredientes da mistura, de uma maneira muito distinta. Calcula a curva real através da soma dos materiais passados no peneiro de diâmetro menor com os materiais retidos nos peneiros seguintes. Posteriormente, por um processo iterativo com base na equação (2.14) é obtida a melhor aproximação possível da curva real à curva objetivo.

- **Cálculo da quantidade de água**

O método de Faury considera a relação (água/cimento), o que não é inteiramente correto, pois a mistura contém outros materiais, tais como cinzas volantes entre outros, que devem influenciar o processo de determinação da quantidade de água.

Neste trabalho o volume de água foi calculado através da relação (água/pó), tendo-se admitido como pó todos os materiais sólidos presentes na mistura cujo diâmetro é inferior a 0.125 mm.

Como se verifica o método de cálculo do algoritmo utilizado, é bastante mais completo do que outras metodologias baseadas na utilização de curvas de referência, pois considera a influência de todos os materiais finos presentes na mistura. Desta forma, este método permite otimizar misturas de betão com objetivos de otimização distintos, quer atendendo a requisitos relacionados com as propriedades do betão no estado fresco quer no estado endurecido.

- **Resistências espectáveis *versus* resistências obtidas**

As resistências obtidas nas duas misturas de referência, devido à quantidade de cimento utilizada por m³, acredita-se que deveriam conduzir a melhores resultados. Ao constatar as resistências obtidas, procurou-se encontrar respostas que justificassem a não conformidade com as resistências prováveis para a quantidade de cimento utilizada.

Acredita-se que o principal motivo pela má prestação das composições de betão, foi a escolha dos agregados. Devido a estes serem de origem britada, este material vem micro fissurado, o que provoca a perda de resistência do betão, devido a essas fissuras provenientes do agregado. Porém como o intuito deste trabalho é a sustentabilidade das estruturas em ambiente marítimo, e uma grande parte destas estruturas não utiliza betão de elevado desempenho, decidiu-se prosseguir com estas duas misturas de referência. Até porque utilizam pó mineral como um dos seus agregados, sendo este um resíduo de pedreira, eleva mais o grau de sustentabilidade destas misturas de betão.

3.1 Introdução

Após o desenvolvimento das composições com as propriedades adequadas em termos de comportamento fresco e endurecido, é necessário realizar a caracterização da evolução das propriedades mecânicas ao longo do tempo. As propriedades a estudar estão relacionadas com o comportamento mecânico em compressão, nomeadamente, a resistência à compressão e módulo de elasticidade. Consideram-se também importante estudar o efeito das seguintes variáveis na evolução dos parâmetros mecânicos avaliados:

- Utilização de água do mar ou água com cloreto de sódio, na amassadura;
- Imersão dos provetes em água do mar como ambiente de cura.

Para tal a resistência à compressão foi determinada através da metodologia da (NP EN 12390-3, 2003), enquanto que o módulo de elasticidade foi obtido com o seguimento da metodologia da (E 397, 1993).

Nas secções subsequentes detalham-se os diferentes aspetos relativos à caracterização do betão de acordo com o presente enunciado.

3.2 Fabrico dos provetes

No presente trabalho foram fabricados provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, de acordo com a (NP EN 12390-1, 2003) e correspondendo à geometria de referência que suporta toda a formulação de dimensionamento de Estruturas de Betão de acordo com a (NP EN 1992-1-1, 2010). Para possibilitar o fabrico dos provetes foram necessários moldes cilíndricos, representados na Figura 3.1. Estes moldes foram previamente submetidos a um processo de limpeza e aplicação de uma fina camada de óleo descofrante.



Figura 3.1 - Imagem dos moldes cilíndricos usados na produção dos provetes de betão.

3.2.1 Execução da amassadura

A amassadura realizou-se utilizando uma misturadora horizontal com capacidade máxima de 80 litros. Inicialmente procedeu-se à pesagem dos materiais, com o cuidado prévio de determinar o teor de humidade dos agregados antes de cada pesagem. Este procedimento seguiu a metodologia da norma (ASTM C 566 - 97, 2013), onde através do forno micro-ondas era retirado o teor de humidade presente em cada agregado. O procedimento inicia-se com a colheita de uma amostra de agregado armazenada, tendo o cuidado de remexer o agregado no seu depósito, por forma a obter uma amostra que seja representativa do teor de humidade real. De seguida é efetuada a pesagem da amostra retirada, (amostra húmida), sendo logo de seguida colocada no forno micro-ondas onde é efetuado um processo de secagem com posterior pesagem, este processo é efetuado de forma sucessiva até se verificar massa constante.

A quantidade de água necessária para a mistura foi calculada, sendo descontada ou somada a quantidade de água presente nos agregados através da determinação do teor de humidade, à quantidade de água resultante da razão água/pó. Obtendo assim a quantidade correta de água em todas as misturas efetuadas.

A amassadura foi realizada adotando um procedimento habitual, que se baseia na adição dos constituintes da mistura por fases. Em primeiro lugar foi humedecida a misturadora, para que esta não absorva parte da água de amassadura. De seguida, adicionou-se os agregados por ordem decrescente de diâmetro, sendo estes misturados até se verificar uma mistura homogénea durante cerca de 30 segundos. Seguidamente, com a misturadora desligada adicionaram-se os materiais finos, repetindo-se o procedimento anterior durante cerca de 1 minuto. Por fim foi adicionada a água e os adjuvantes, com a misturadora em funcionamento (Figura 3.2), deixando-se a misturadora a funcionar durante mais 2 minutos.

Foram efetuadas diversas amassaduras com diferentes características, na Tabela 3.1 é possível verificar os diferentes betões desenvolvidos, onde como exemplificado no Capítulo 2, foram desenvolvidas duas misturas de referência, nomeadamente uma mistura de baixa resistência e uma outra de média resistência. Onde nas misturas desenvolvidas se fazia variar o tipo de água adicionada: (i) - água potável (R300-A, R400-A); (ii) - água do mar (SW300-A, SW300-SW, SW400-A, SW400-SW); em ambas as misturas, e (iii) - água com sal (CL300-A, CL300-SW), na mistura de baixa resistência. A água com sal era constituída por uma quantidade de sal dissolvido de 3% da massa de água, que, antes da água ser adicionada na mistura o sal era misturado na água até este se encontrar perfeitamente dissolvido.



Figura 3.2 -Resultado final da amassadura.

3.2.2 Processo de cura

Os provetes foram desmoldados aproximadamente 48 horas após a betonagem, de modo a garantir que os mesmos possuíam resistência suficiente para serem desmoldados sem dano induzido. Após o desmolde, os provetes foram imediatamente colocados nos dois ambientes de cura considerados neste estudo: (i) um deles consistindo na exposição ao ambiente habitual do laboratório (ar) e, (ii) o outro consistindo na imersão em água do mar (imerso).

No caso do primeiro ambiente de exposição, os provetes encontraram-se expostos ao ar em recipientes fechados durante os primeiros 7 dias de cura. Na base dos recipientes foi colocada uma pequena quantidade de água que não se encontrava em contacto com os provetes,

de modo a humidificar o ar no interior dos recipientes. Realizou-se a monitorização da temperatura e da humidade relativa em ambos os períodos, tendo-se observado uma temperatura aproximadamente constante de $21 \pm 1^\circ\text{C}$ e uma humidade relativa de 99.9%. Na Figura 3.3 apresenta-se uma imagem do dispositivo utilizado para monitorizar a evolução da temperatura e da humidade. Seguidamente, os provetes foram armazenados no laboratório. A evolução da temperatura e da humidade foi novamente monitorizada, tendo-se observado uma temperatura aproximadamente constante de $21 \pm 1^\circ\text{C}$ e humidade relativa de $70 \pm 2\%$.

No caso do segundo ambiente de exposição, logo após a sua desmoldagem os provetes foram imersos em água do mar que se encontrava a uma temperatura aproximadamente constante de $18 \pm 1^\circ\text{C}$. De acordo com a norma (NP EN 12390-2, 2003), os provetes devem ser retirados da água imediatamente antes do ensaio; no entanto, neste caso, os provetes foram retirados da água 24 horas antes do ensaio à compressão. Esta consideração permitiu a obtenção de condições de ensaio equivalentes entre os 2 tipos de cura, de modo a permitir a comparação das resistências obtidas.



Figura 3.3 - Medidor de temperatura e humidade relativa.

3.2.3 Retificação da face dos provetes

De modo a garantir um ajuste correto das faces do provete aos pratos do equipamento de ensaio à compressão, procedeu-se à retificação das faces superior e inferior dos cilindros. Esta operação foi realizada através de uma retificadora horizontal, devidamente nivelada. Os provetes foram devidamente colocados e fixos à máquina, de modo a que se pudesse operar de

modo seguro. Em cada passagem do disco retificador pelo provete, este era medido de modo a obter a altura do provete desejada (Figura 3.4).

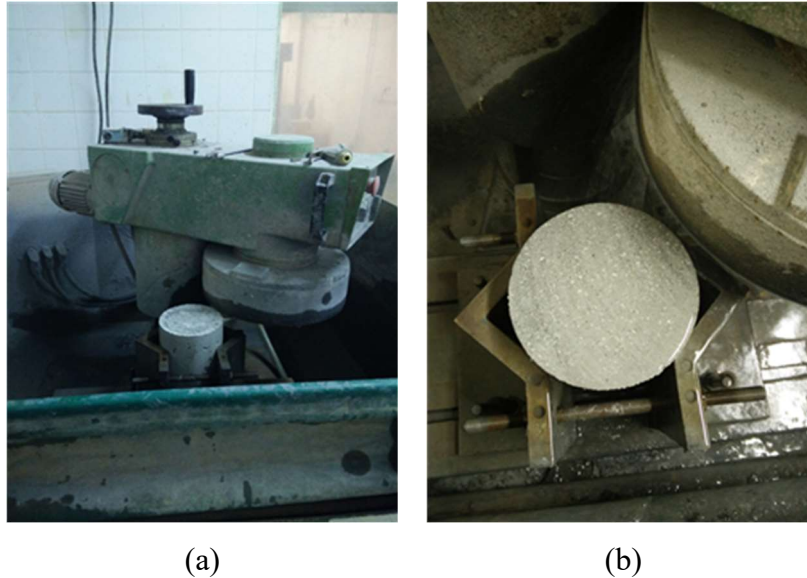


Figura 3.4-a) retificadora e b) provete retificado

3.3 Resistência à compressão

Nesta secção descreve-se a campanha experimental realizada para determinar a evolução da resistência à compressão ao longo do tempo, para as diferentes composições realizadas e diferentes ambientes de cura. A resistência à compressão foi determinada aos 7, 28 e 90 dias.

3.3.1 Procedimento de ensaio

Após o processo de cura e retificação das faces dos provetes, realizou-se o ensaio à compressão com base na norma (NP EN 12390-3, 2003). No total foram ensaiados 4 provetes para cada tipo de betão, para cada tipo de cura e a cada uma das diferentes idades consideradas (7, 28 e 90 dias).

O ensaio foi realizado com recurso a uma prensa hidráulica, provida de um sistema servo-controlado, que exercia a carga de compressão no provete, medida através de uma célula de carga com capacidade de 2000 kN e precisão de 0.05%. E um LVDT, que permitiu a medição do deslocamento durante o ensaio e o controlo do mesmo, a uma velocidade imposta de 30 $\mu\text{m/s}$. O sistema de ensaio era constituído por dois pratos rígidos para aplicação de carga ao

provete, sendo o prato superior rotulado, para permitir o correto ajuste ao provete, tendo este que ficar com a face perfeitamente perpendicular ao atuador.

3.3.2 Resultados obtidos

Neste trabalho foram efetuadas diversas composições de betão e curadas em dois ambientes distintos, tendo-se criado as seguintes siglas como indicado na Tabela 3.1- Siglas adotadas para os diferentes betões desenvolvidos Tabela 3.1.

Tabela 3.1- Siglas adotadas para os diferentes betões desenvolvidos e testados.

	Betão Referencia 300 kg/m ³ de cimento	Betão Referencia 400 kg/m ³ de cimento	Betão com água de amassadura recolhida no mar (SW) e 300 kg/m ³ de cimento	Betão com água de amassadura recolhida no mar (SW) e 400 kg/m ³ de cimento	Betão com cloreto de sódio (Cl) dissolvido na água de amassadura
Curado ao ar (A)	R300-A	R400-A	SW300-A	SW400-A	Cl300-A
Curado em água do mar (SW)	-	-	SW300-SW	SW400-SW	Cl300-SW

Nota: A quantidade de sal dissolvido na água das misturas de betão CL300-A e CL300-SW, foi de 3% da massa de água da mistura.

Os resultados obtidos nos ensaios experimentais aos 7, 28 e 90 dias, assim como a tensão média de rotura à compressão (f_{cm}) calculada a partir dos provetes ensaiados experimentalmente, o desvio padrão, coeficiente de variação e a tensão de rotura à compressão característica (f_{ck}), encontram-se apresentados na Tabela 3.2.

Os resultados do f_{cm} aos 7, 28 e 90 dias de todos os betões efetuados, encontram-se também sintetizados, na Figura 3.5. Da Figura 3.6 à Figura 3.9 são apresentados os resultados da tensão obtida ao longo do tempo de cada um dos betões efetuados, encontra-se também representado, através de barras de erro, o desvio padrão obtido, que permite visualizar a dispersão dos

resultados obtidos para cada tipo de betão e em cada idade. É possível visualizar da Figura 3.6 à Figura 3.9 uma curva descrita de forma aproximada aos resultados experimentais, esta curva tem o propósito de visualizar a aproximação com os resultados obtidos experimentalmente, por forma a verificar a conformidade destes últimos.

Tabela 3.2- Resultados obtidos nos ensaios de compressão.

Tipo de Betão	Tempo de cura [dias]	Resultados obtidos para a resistência à compressão [MPa]				f_{cm} - Resistência média [MPa]	Desvio padrão	Coeficiente de variação	f_{ck} - Resistência característica [MPa]
R300-A	7	14,59	14,11	14,18	14,51	14,34	0,24	1,66	15,34
	28	23,64	24,41	21,61	23,72	23,34	1,21	5,18	
	90	27,46	26,22	26,65	27,79	27,03	0,72	2,67	
SW300-A	7	14,30	13,82	14,71	14,75	14,39	0,43	2,99	12,62
	28	18,68	19,56	22,80	21,45	20,62	1,86	9,01	
	90	28,96	27,16	28,06	26,56	27,68	1,05	3,79	
SW300-SW	7	15,60	15,43	15,58	-	15,54	0,09	0,58	10,46
	28	18,53	20,14	18,38	16,80	18,46	1,37	7,40	
	90	23,24	23,94	24,32	18,65	22,54	2,63	11,67	
CL300-A	7	13,02	13,61	14,19	13,97	13,70	0,51	3,74	14,01
	28	21,54	22,00	22,39	22,10	22,01	0,36	1,61	
	90	26,25	27,90	27,70	27,74	27,40	0,77	2,80	
CL300-SW	7	13,89	14,34	14,08	13,91	14,06	0,21	1,48	9,31
	28	17,26	17,25	16,85	17,88	17,31	0,42	2,45	
	90	24,40	20,98	24,85	24,78	23,75	1,86	7,82	
R400-A	7	21,60	19,52	23,33	22,34	21,70	1,62	7,46	20,25
	28	27,70	28,30	27,52	29,49	28,25	0,89	3,14	
	90	33,34	35,23	35,75	32,57	34,22	1,51	4,42	
SW400-A	7	23,66	23,72	24,16	24,54	24,02	0,41	1,72	23,55
	28	31,21	32,00	31,11	31,88	31,55	0,45	1,44	
	90	39,59	39,83	39,73	39,92	39,77	0,14	0,35	
SW400-SW	7	17,92	19,28	18,78	18,03	18,50	0,64	3,48	18,60
	28	25,22	25,08	30,63	25,50	26,61	2,69	10,10	
	90	35,40	37,20	33,58	34,27	35,11	1,58	4,51	

Nota: O valor em falta no betão SW300-SW é derivado da perda do provete no processo de ensaio.

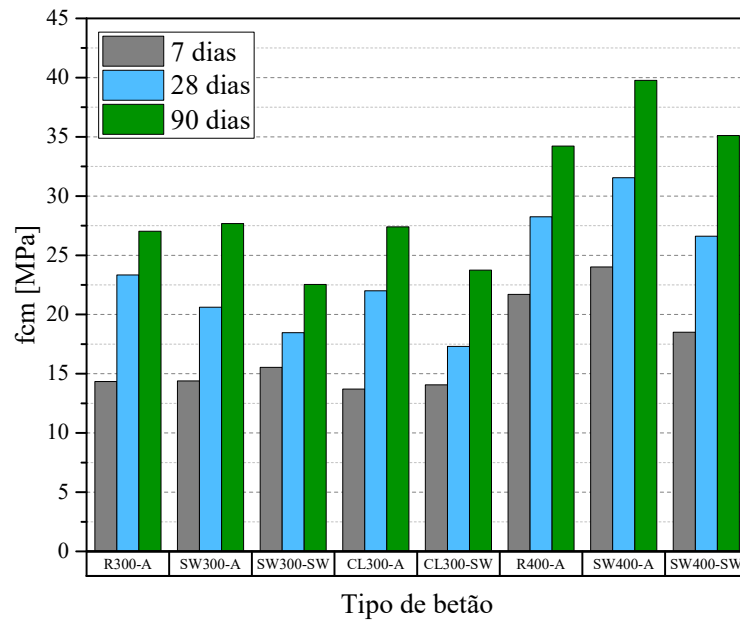


Figura 3.5- Resultados do f_{cm} obtido nas três idades para todos os betões estudados.

As curvas representadas da Figura 3.6 à Figura 3.9 foram conseguidas através da equação (3.1) e (3.2), presentes na (NP EN 1992-1-1, 2010), de calculo da resistência do betão para várias idades.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$

onde na equação (3.1), $f_{cm}(t)$ é a tensão média de rotura à compressão na idade (t), $\beta_{cc}(t)$ é um coeficiente que depende da idade do betão (t), f_{cm} é a tensão média de rotura à compressão aos 28 dias. Na equação (3.2), (s) é o coeficiente que depende do tipo de cimento, variando entre 0.2 e 0.38.

A determinação dos parâmetros que conduzem a um melhor ajuste das equações (3.1) e (3.2) aos resultados obtidos experimentalmente requer a resolução de um problema de otimização. Para este efeito, recorreu-se à ferramenta ‘solver’ do Excel®, para proceder a esta otimização através da minimização da diferença entre o f_{cm} real e o f_{cm} de cálculo, elevada ao quadrado, equação (3.3). Por forma a minimizar esta diferença entre os f_{cm} , são determinados, através de um processo iterativo, os valores de f_{cm} de cálculo, correspondente aos 28 dias, e o valor de (s),

sendo este sujeito a restrições, nomeadamente limites máximo e mínimo, de acordo com o estipulado na (NP EN 1992-1-1, 2010).

$$(f_{cm}real - f_{cm}de\ cálculo)^2 \tag{3.3}$$

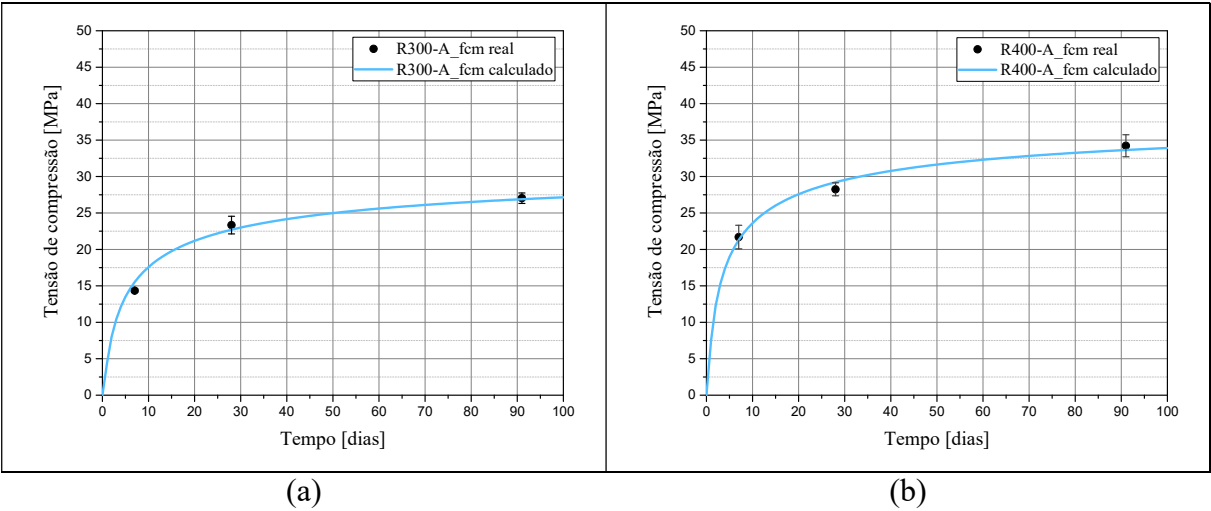


Figura 3.6 - Resistência à compressão do betão ao longo do tempo, (a) R300-A e (b) R400-A.

Tabela 3.3 - Valores otimizados

R300-A		R400-A	
f _{cm} de cálculo [MPa]	s	f _{cm} de cálculo [MPa]	s
22,70	0.38	29,22	0,32

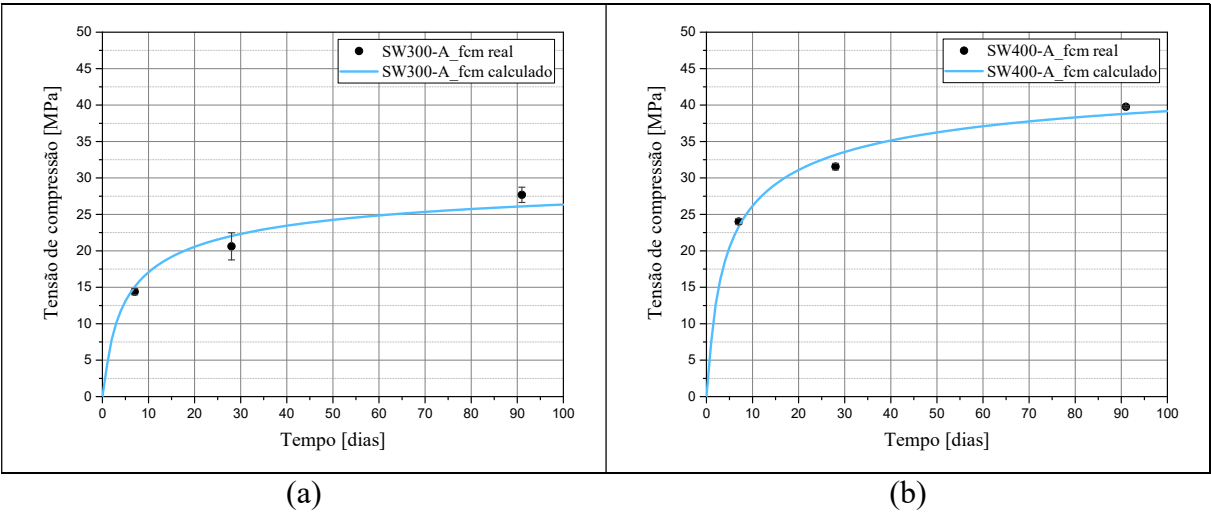


Figura 3.7 - Resistência à compressão do betão ao longo do tempo, (a) SW300-A e (b) SW400-A.

Tabela 3.4 - Valores otimizados.

SW300-A		SW400-A	
f_{cm} de cálculo [MPa]	s	f_{cm} de cálculo [MPa]	s
22,04	0,38	33,17	0,35

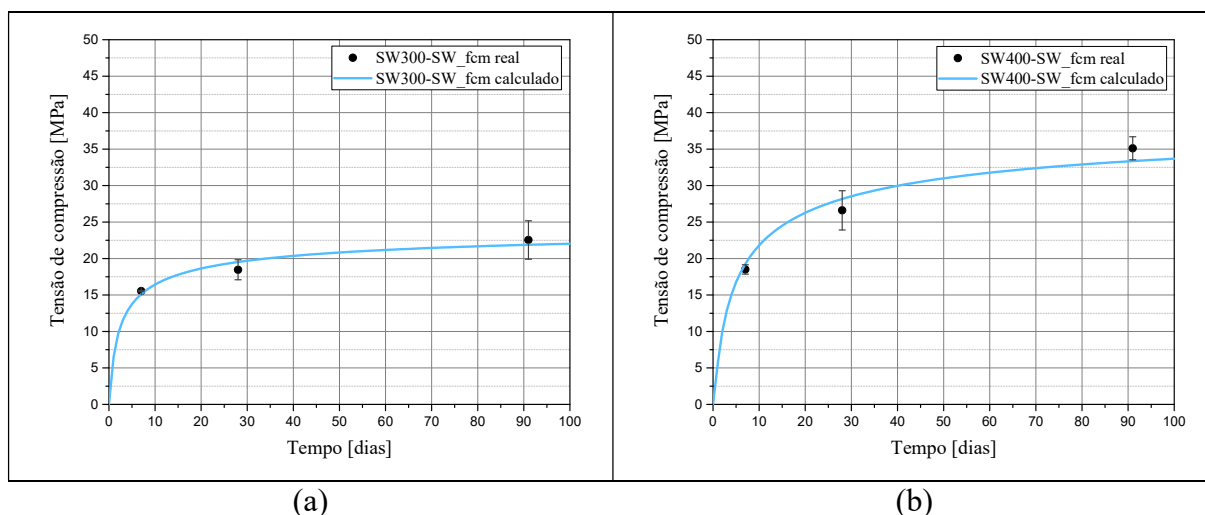


Figura 3.8 - Resistência à compressão do betão ao longo do tempo, (a) SW300-SW e (b) SW400-SW.

Tabela 3.5 - Valores otimizados.

SW300-SW		SW400-SW	
f_{cm} de cálculo [MPa]	s	f_{cm} de cálculo [MPa]	s
19,52	0,26	28,17	0,38

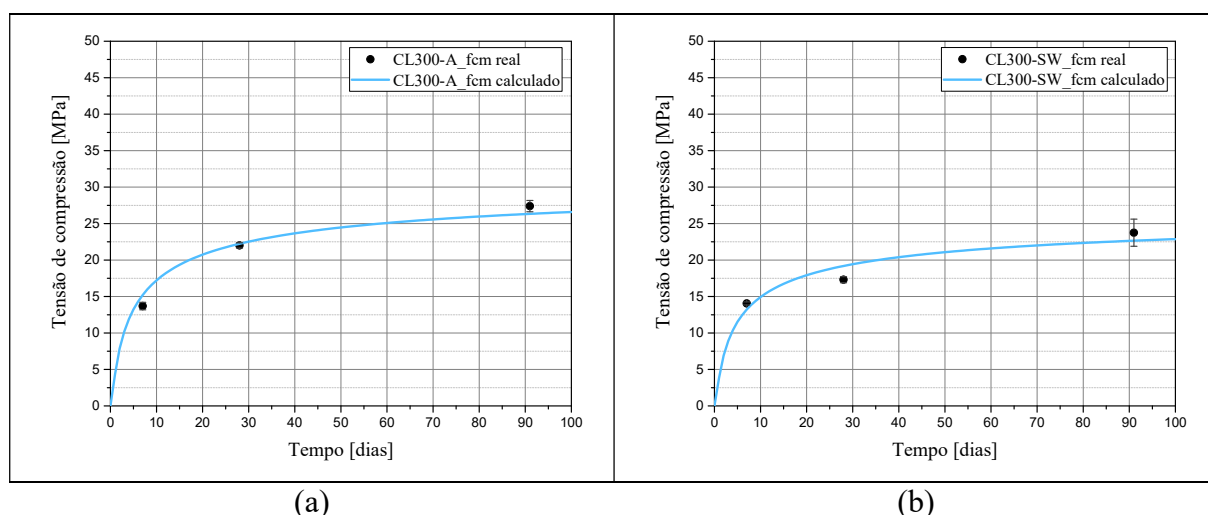


Figura 3.9 - Resistência à compressão do betão ao longo do tempo, (a) CL300-A e (b) CL300-SW.

Tabela 3.6 - Valores otimizados.

CL300-A		CL300-SW	
f _{cm} de cálculo [MPa]	s	f _{cm} de cálculo [MPa]	s
22,23	0,38	19,19	0,37

Com a análise dos resultados da Figura 3.6 à Figura 3.9, verifica-se que a resistência à compressão obtida nos ensaios encontra-se bastante próxima da curva obtida no cálculo da expressão da (NP EN 1992-1-1, 2010). As barras de erro do desvio padrão representadas, que demonstram a dispersão dos resultados obtidos nos ensaios, permitem também verificar que os resultados na sua maioria são bastante consistentes.

Em termos do coeficiente s , constata-se que em todos os betões ensaiados nenhum obteve o valor de s , referente ao tipo de cimento que foi utilizado, CEM I 42.5 R, que segundo a (NP EN 1992-1-1, 2010) deveria estar na ordem do valor de 0.2. O cimento utilizado enquadra-se na classe R, que oferece um desenvolvimento de resistências rápido, ou seja, fornece resistências iniciais mais elevadas. Ao relacionar o coeficiente (s) com a curva descrita em cada tipo de betão, considera-se que o cimento não ofereceu o ganho de resistências esperado nas primeiras idades, como se pode verificar da Figura 3.6 à Figura 3.9. Por isso o coeficiente (s) regra geral encontra-se na gama de valores de 0.38, que corresponde a um ganho de resistência mais lento.

Salienta-se também que nos provetes curados ao ar se verifica um ganho maior entre os 7 e os 28 dias, em relação aos provetes imersos em água do mar.

3.3.3 Discussão dos resultados

A análise dos resultados apresentados da Figura 3.5 à Figura 3.9, permite a dedução de alguns aspetos relevantes, os quais de descrevem de seguida.

Influência da água do mar na confeção do betão

No betão de resistência moderada, composição com (400 kg/m^3 de cimento), verifica-se um ganho de resistência do betão confeccionado com água do mar em relação ao betão referência. Aos 7 dias de idade o betão confeccionado com água do mar obteve uma resistência 10% superior ao betão referência, aos 28 dias de idade confirma-se a mesma situação ao registar-se uma resistência 11% superior, e aos 90 dias de idade 15%.

Com esta relação é possível constatar, que o betão concebido com água do mar promove uma melhor compacidade ao betão, através de uma densidade da água do mar, o que por sua vez, promove resistências mais elevadas.

O betão de resistências baixas, composição com (300 kg/m^3 de cimento), confere resultados próximos e até inferiores, aos 28 dias de idade, em relação ao betão de referência e ao betão concebido com água com sal. Devido à baixa resistência do betão, o efeito da água do mar, não surtiu efeitos visíveis nesta composição de betão. Acredita-se que a quantidade de cinzas volantes adicionada, cerca de 46% da massa de cimento, também tenha tido influência nos resultados, devido a estas provocarem um ganho de resistência mais lento ao longo do tempo, enquanto na composição com 400 kg/m^3 a quantidade de cinzas é cerca de 12%. Como se pode verificar nas resistências obtidas aos 90 dias de idade onde o betão com água do mar é ligeiramente superior ao betão de referência e ao betão concebido com água com sal.

Influência do ambiente de cura imerso em água do mar

No betão de resistência moderada, constatou-se que a cura imersa em água do mar, provoca uma perda de resistência em relação ao mesmo tipo de betão curado ao ar, onde aos 7 dias de idade se regista uma perda de 23%, aos 28 dias de idade uma perda de 16% e aos 90 dias de idade uma perda de 13%. Esta relação permite concluir que o ambiente de cura imerso em água do mar promove um processo de cura mais lento e também resistências mais baixas. Devido à temperatura de cura ser inferior à registada ao ar, e principalmente devido aos provetes estarem em contacto direto com a água, provocando a decomposição química do cimento hidratado, o que por sua vez leva a resistências menores.

Nos betões de resistência baixa, composição com 300 kg/m^3 , com cura imersa em água do mar, confirma-se uma perda de resistência, tal como nos betões de resistência moderada. Aos 7 dias de idade, o betão concebido com água do mar, e o betão concebido com água com sal, obtiveram resultados muito próximos, não sendo observadas diferenças significativas da influencia do tipo de cura. Aos 28 dias, constata-se perdas de resistência em ambos os betões, cerca de 14 % para o betão confeccionado com água do mar e 20 % para o betão confeccionado com água com sal. Aos 90 dias a perda de resistência mantém-se, assinalando 18 % para o betão confeccionado com água do mar e 14 % para o betão confeccionado com água com sal.

3.4 Módulo de elasticidade

Na secção anterior, a determinação da resistência à compressão das composições desenvolvidas a várias idades permitiu aferir o efeito da utilização de água do mar e da cura com imersão em água do mar na evolução da resistência destas composições. Para além do efeito destes parâmetros na resistência obtida, interessa também aferir a influência dos diversos parâmetros em estudo ao nível da deformabilidade das composições em estudo. Para o efeito, e recorrendo ao mesmo tipo de provete cilíndrico, procedeu-se à determinação do módulo de elasticidade das diversas composições para as três idades em estudo: 7, 28 e 90 dias.

3.4.1 Procedimento de ensaio

O ensaio para determinação do módulo de elasticidade foi efetuado seguindo a (E 397, 1993). Partindo de uma amostra de 4 provetes, o primeiro provete foi ensaiado à compressão, de modo a estimar o valor da tensão máxima resistente em compressão. Este valor foi utilizado para definir o procedimento de ensaio para determinação do módulo de elasticidade, visto que a deformabilidade do provete é determinada com base em ciclos de carga e descarga para os quais o valor da tensão atuante deve variar entre um valor mínimo de 0.5 MPa e um valor máximo igual a 1/3 do valor da resistência à compressão. De seguida procedeu-se à realização dos ensaios para determinação do módulo de elasticidade, tendo sido ensaiados 3 provetes para cada idade e para cada tipo de betão desenvolvido, incluindo as diferentes condições de cura.

O ensaio foi realizado com recurso a uma prensa hidráulica, provida de um sistema servo-controlado, que exercia a carga de compressão no provete, medida através de uma célula de carga com capacidade de 2000 kN e precisão de 0.05%. E de 3 LVDT, dispostos de forma

paralela ao eixo longitudinal, e no terço central (100 mm) do provete cilíndrico, através de anéis de fixação. A medição registada pelos 3 LVDT é utilizada para o cálculo da deformação axial do provete cilíndrico ao nível do seu eixo longitudinal. A configuração do ensaio pode ser visualizada através da Figura 3.11.

O esquema de carga e descarga que permite a determinação do módulo de elasticidade, pode ser visualizado na Figura 3.10. Nesta figura f_{cc} é a tensão máxima de compressão determinada em outro provete da mesma série, o f_a representa a tensão máxima de compressão em regime elástico, que é dada por $(\frac{1}{3} \times f_{cc})$, e o f_b corresponde à tensão mínima de ensaio, fornecida pela (E 397, 1993). O procedimento de ensaio consiste na repetição de ciclos de carga, onde a tensão mínima f_b é 0.5 N/mm^2 , de seguida é aplicado um aumento de tensão gradual a uma velocidade de aproximadamente 0.5 N/mm^2 por segundo, até atingir f_a . Após a atingir f_a , esta tensão é mantida por 90 segundos, em que os últimos 30 segundos são para a leitura das extensões. Dá-se agora o processo inverso, onde a tensão baixa gradualmente nas mesmas condições de subida, até atingir f_b , que é mantida também por 90 segundos, finalizando assim 1 ciclo de carga, dos que é necessário efetuar até $(\epsilon_a - \epsilon_b)$ a diferença das extensões no tramo descendente de carga, não exceda 1×10^{-5} .

Após a conclusão do procedimento existem condições para proceder ao cálculo do módulo de elasticidade, através da equação (3.4), onde E_c é o módulo de elasticidade em compressão, $(\sigma_a - \sigma_b)$ é a diferença das tensões e $(\epsilon_a - \epsilon_b)$ é a diferença das extensões.

$$E_c = \frac{(\sigma_a - \sigma_b)}{(\epsilon_a - \epsilon_b)} \quad (3.4)$$

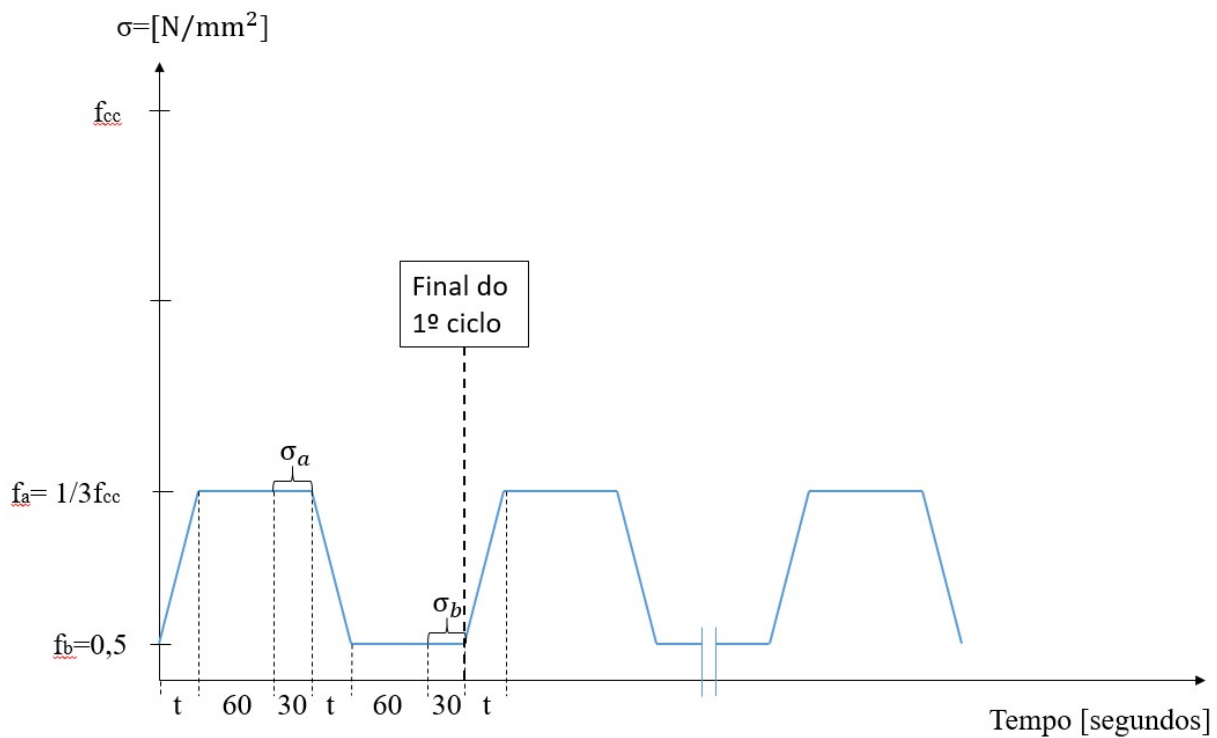


Figura 3.10 - Esquema da sequência de carregamento realizada para determinação do módulo de elasticidade.



Figura 3.11 - Imagem de um provete cilíndrico imediatamente antes do ensaio.

3.4.2 Resultados obtidos

O módulo de elasticidade obtido experimentalmente aos 7, 28 e 90 dias, em todos os tipos de betão efetuados, encontra-se sintetizado na Figura 3.12.

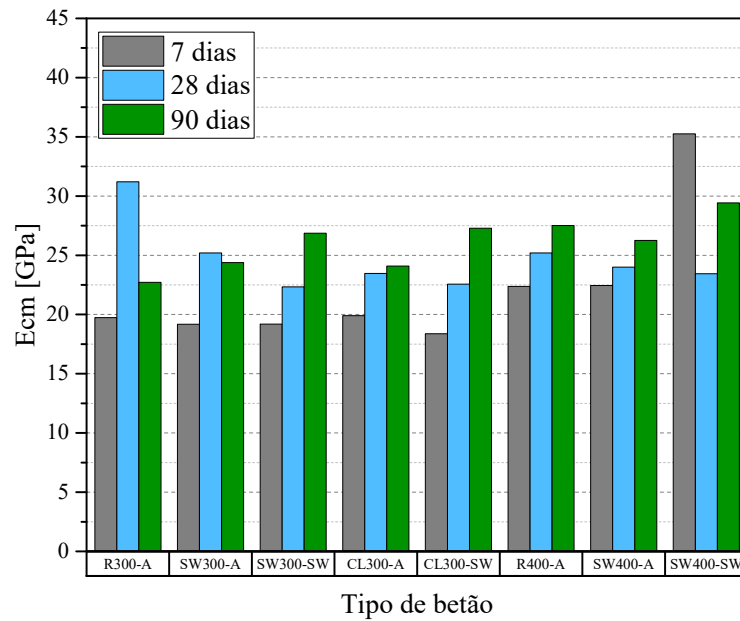


Figura 3.12 - Resultados do E_{cm} obtido nas 3 idades em todos os betões efetuados.

Nesta figura são visíveis algumas incoerências nos resultados, nomeadamente, no betão R300-A, o módulo de elasticidade aos 28 dias é muito superior ao determinado aos 90 dias, no betão SW400-SW, o módulo de elasticidade aos 7 dias é muito superior aos determinados aos 28 e 90 dias.

Estas incoerências, entre outras, devem-se ao facto do procedimento de ensaio não ter decorrido da melhor forma, entre as causas estão, o ruído registado pelos LVDT, falhas no funcionamento dos LVDT e possibilidade da colocação incorreta dos anéis de fixação. Este procedimento de ensaio é muito sensível, pois mede deslocamentos muito reduzidos, o que torna uma pequena falha no ensaio, como as descritas acima, motivo para comprometer todo o ensaio.

Procedeu-se então à análise das equações (3.5), (3.6) e (3.7) de cálculo do módulo de elasticidade ao longo do tempo, presentes na (NP EN 1992-1-1, 2010), de modo a descrever uma curva que melhor descreva o módulo de elasticidade teórico para cada tipo de betão efetuado.

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} \times E_{cm} \quad (3.5)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.6)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.7)$$

onde $E_{cm}(t)$ é o módulo de elasticidade na idade (t), E_{cm} é o módulo de elasticidade aos 28 dias, os restantes parâmetros foram anteriormente descritos em 3.3.2.

Foi necessário proceder à determinação dos parâmetros que conduzem a um melhor ajuste das equações (3.5), (3.6) e (3.7) aos resultados obtidos experimentalmente, requerendo assim a resolução de um problema de otimização, como já efetuado na secção 3.3.2.

Para este efeito, recorreu-se à ferramenta ‘solver’ do Excel®, para proceder a esta otimização através da minimização da diferença entre o E_{cm} real e o E_{cm} de cálculo, elevada ao quadrado, equação (3.8). Por forma a minimizar esta diferença entre os E_{cm} , são determinados, através de um processo iterativo, os valores de E_{cm} de cálculo, correspondente aos 28 dias, e o valor de s , sendo este sujeito a restrições, nomeadamente limites máximo e mínimo, de acordo com o estipulado na (NP EN 1992-1-1, 2010). Da Figura 3.13 à Figura 3.16 encontram-se ilustrados os valores de módulo de elasticidade ao longo do tempo, assim como o valor do módulo de elasticidade de cálculo (E_{cm} de cálculo) e o valor de (s), da Tabela 3.7 até à Tabela 3.10.

$$(f_{cm}real - f_{cm}de\ cálculo)^2 \quad (3.8)$$

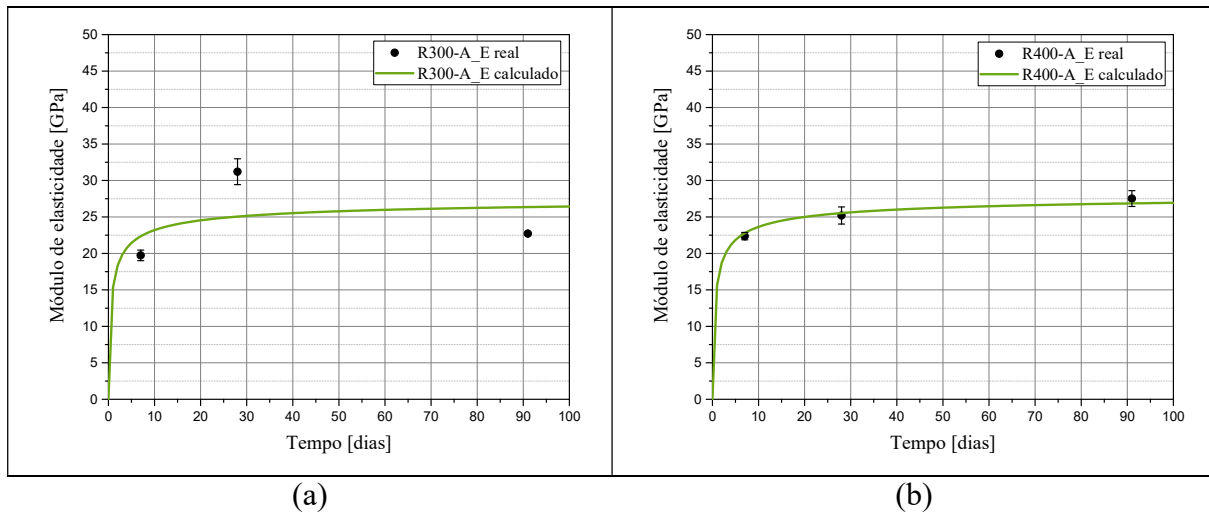


Figura 3.13 - Módulo de elasticidade dos betões, (a) R300-A e ((b) R400-A.

Tabela 3.7 - Valores otimizados.

R300-A		R400-A	
E_{cm} de cálculo [GPa]	s	E_{cm} de cálculo [GPa]	s
25,05	0,38	25,52	0,38

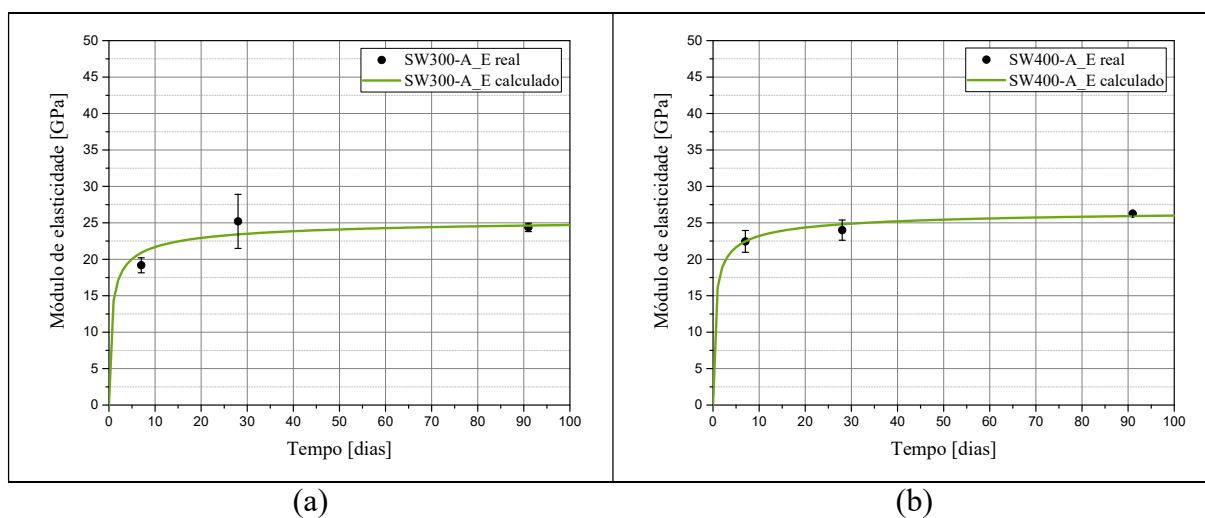


Figura 3.14 - Módulo de elasticidade dos betões, (a) SW300-A e (b) SW400-A.

Tabela 3.8 - Valores otimizados.

SW300-A		SW400-A	
E_{cm} de cálculo [GPa]	s	E_{cm} de cálculo [GPa]	s
23,41	0,38	24,81	0,33

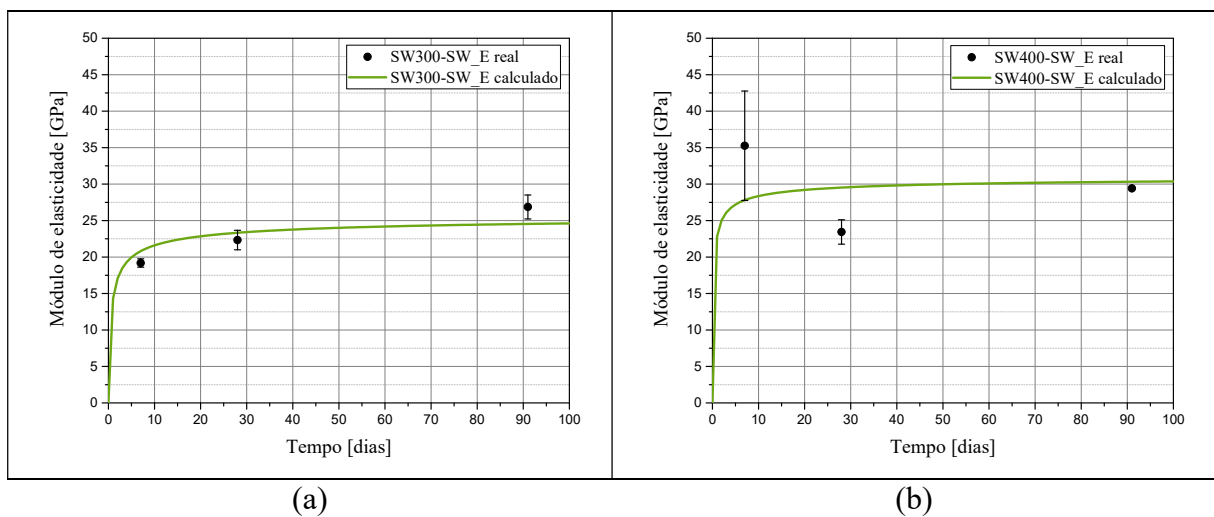


Figura 3.15 - Módulo de elasticidade dos betões, (a)SW300-SW e ((b) SW400-SW.

Tabela 3.9 - Valores otimizados.

SW300-SW		SW400-SW	
E_{cm} de cálculo [GPa]	s	E_{cm} de cálculo [GPa]	s
23,32	0,38	29,52	0,2

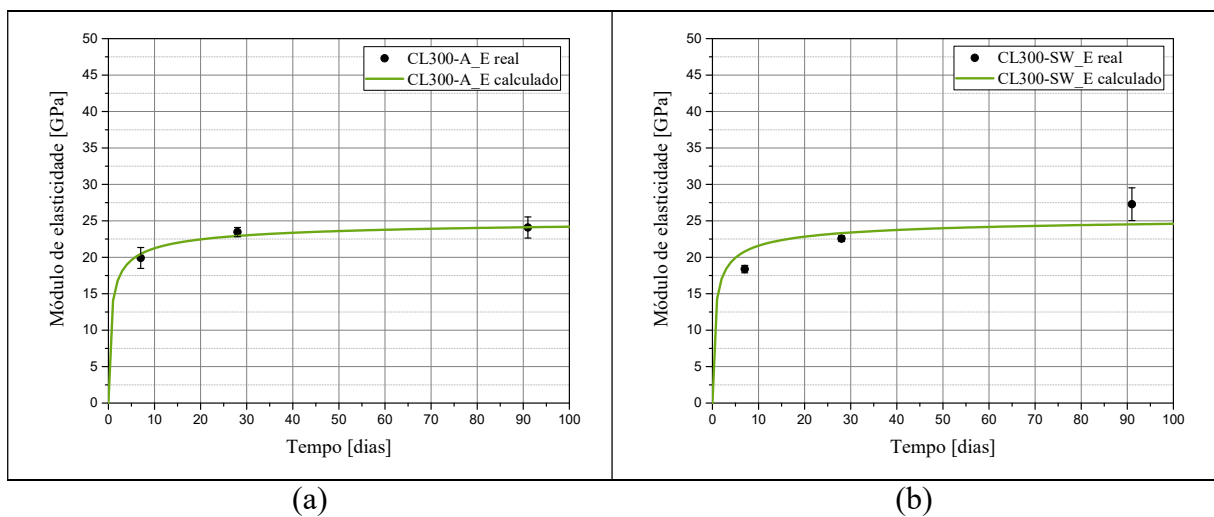


Figura 3.16 - Módulo de elasticidade dos betões, (a) CL300-A e ((b) CL300-SW.

Tabela 3.10 - Valores otimizados.

CL300-A		CL300-SW	
E_{cm} de cálculo [GPa]	s	E_{cm} de cálculo [GPa]	s
22,93	0,38	23,31	0,38

Com a análise dos resultados obtidos do coeficiente s e as curvas descritas de cada tipo de betão efetuado, verifica-se uma correspondência ao já relatado nos ensaios de compressão, o cimento não provocou o ganho suposto teoricamente, excetuando os resultados do betão SW400-SW, em que, o valor do módulo de elasticidade obtido aos 7 dias é muito maior em relação aos valores de 28 e 90 dias, daí a curva ajustar o coeficiente (s) a 0.2.

3.4.3 Discussão dos resultados

Apesar das fragilidades identificadas na secção anterior, é possível extrair algumas conclusões. No que consta à influencia da utilização da água do mar como água de amassadura, na deformabilidade de misturas de betão, constata-se que não provoca alterações significativas às misturas de betão efetuadas com água potável, tanto nos betões de baixa resistência (300 kg de cimento por m^3) como nas de resistência moderada (400 kg de cimento por m^3) e também dos betões efetuados com sal dissolvido na água.

Em relação à evolução da deformabilidade com a idade, verifica-se uma diminuição brusca da evolução da deformabilidade aos 7 dias, aproximadamente, a partir desse ponto a evolução tende a estabilizar com o aumento da idade, como seria espectável.

3.5 Conclusões

O presente programa experimental foi efetuado com o objetivo de determinar a influencia da utilização de água do mar na conceção de betão nas suas propriedades mecânicas. Foram concebidas duas misturas de referência, (R300-A e R400-A), duas misturas incluindo água do mar e curadas ao ar (SW300-A e SW400-A), duas misturas realizadas com água do mar e curadas imersas em água do mar, (SW300-SW e SW400-SW), e uma mistura realizada com água contendo sal dissolvido, curada ao ar (CL300-A) e curada imersa em água do mar, (CL300-SW).

Após a realização do programa experimental anteriormente descrito foi possível destacar as seguintes conclusões:

Betões de resistência baixa.

- Os betões curados ao ar atingiram resistências à compressão idênticas, não se tendo verificado diferenças significativas resultantes da utilização dos diferentes tipos de água nas propriedades mecânicas avaliadas aos 7, 28 e 90 dias.
- Os betões que permaneceram imersos em água do mar durante o período de cura atingiram resistências inferiores aos betões curados ao ar, o que confirma a ligeira perda de resistência decorrente da imersão do betão em água do mar.
- O módulo de elasticidade obtido demonstra resultados muito próximos entre os diferentes betões, o que permite concluir, que a água utilizada na mistura de betão não provoca alterações significativas em termos de deformabilidade.

Betões de resistência moderada.

- O betão R400-A, atingiu uma resistência inferior ao betão SW400-A, indiciando que a água do mar poderá ter um efeito positivo na resistência para esta composição.
- Os betões que permaneceram imersos em água do mar durante o processo de cura, tal como constatado nos betões de resistências baixas, atingiram resistências inferiores às dos betões curados ao ar.
- Tal como anteriormente para o caso dos betões de resistência baixa, o módulo de elasticidade obtido para os betões de resistência moderada demonstra resultados muito próximos entre os diferentes tipos de betões, o que leva a crer que a água da mistura não teve influência significativa na deformabilidade atingida pelas misturas de betão efetuadas.

ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE ADERÊNCIA ENTRE O BETÃO E VARÕES DE GFRP

4.1 Introdução

A possibilidade de utilizar água do mar na concepção de misturas de betão é atrativa do ponto de vista da utilização eficiente dos recursos, de modo a reduzir a pressão sobre os recursos de água doce. No entanto, no caso de estruturas de betão armado, a presença de iões cloreto e de outros agentes na água do mar que induzem a corrosão das armaduras impedem a sua utilização. Adicionalmente, em estruturas expostas ao ambiente marítimo este fator pode ser crítico mesmo que se recorra a água doce para a concepção da mistura do betão.

Com o intuito de alterar este paradigma, o recurso a armaduras em materiais compósitos pode constituir a principal solução para ultrapassar o problema da vulnerabilidade das armaduras em aço face à corrosão. Deste modo, para que seja possível viabilizar novas soluções técnicas baseadas na utilização de água do mar e de armadura compósita, para além de ser necessário entender qual o impacto da utilização da água do mar nas características do betão enquanto no estado fresco e no estado endurecido, é necessário também caracterizar o comportamento de interação entre a armadura compósita e o betão, essencial para um correto dimensionamento de soluções estruturais alternativas e viáveis.

Deste modo, este capítulo dedica-se à caracterização do comportamento de aderência de varões GFRP em betão, um elemento central em todo o processo de dimensionamento estrutural e no desempenho compósito do betão armado reforçado com GFRP.

4.2 Caracterização do comportamento mecânico dos varões de GFRP em tração direta

Os varões de GFRP da Schoeck ComBAR®. usados neste trabalho foram caracterizados por intermédio de ensaios de tração direta, com vista a determinar as suas características mecânicas. Para tal, a metodologia de ensaio seguida baseou-se na norma CSA S806-12, tendo sido ensaiados seis provetes, sendo estes constituídos por varões de GFRP de 8 mm de diâmetro. Os

varões de GFRP têm propriedades geométricas, físicas e mecânicas muito diferentes dos varões de aço correntes. Tal como ilustrado na Figura 4.1, estes varões possuem cor amarelo claro, e uma configuração das nervuras característica, sendo estas mais prolongadas e menos espaçadas entre si, em relação aos varões de aço correntes. Estes varões são também caracterizados pela sua leveza, e pelas suas características mecânicas, representadas na Tabela 4.1, dadas pela (Schoeck ComBAR, 2013). A sua densidade é muito inferior à do varão de aço corrente, que normalmente tem uma densidade de 7.85g/cm^3 , podendo atingir uma extensão máxima em regime elástico muito superior à do aço corrente que pode atingir 2.18. Quanto ao módulo de elasticidade é bastante inferior aos 200 GPa do aço, e a tensão de rotura em tração é muito superior à atingida pelo aço, excedendo os 1000 MPa.

Tabela 4.1 – Características dos Varões de GFRP do fabricante

σ_{ult} [MPa]	E [GPa]	ε [‰]	Densidade [g/cm^3]
>1000	60	7.4	2.2

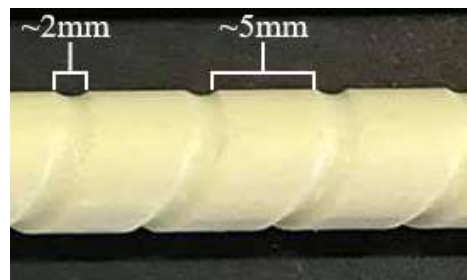


Figura 4.1 - Aspeto do varão GFRP

Para a execução do ensaio, e de modo a possibilitar a conveniente transferência de forças entre as amarras do equipamento de ensaios e o provete, foram colocados tubos ocos nas extremidades dos varões e utilizada cola epóxi para promover a solidarização do tubo com o varão de GFRP na extremidade. Com o decorrer dos ensaios verificou-se a ocorrência de escorregamento nas ancoragens, pelo que foi necessário rever o procedimento de ensaio e em particular a zona de amarração dos varões. Os ensaios acabaram por ser repetidos no âmbito de outro estudo (Freitas, 2016). Para a realização dos ensaios dos varões de GFRP seguiram-se as recomendações da ASTM D7205/D7205M de 2006. Nas secções que se seguem detalham-se alguns aspetos destes ensaios, bem como os resultados obtidos.

4.2.1 Configuração e procedimentos de ensaio

Os ensaios foram efetuados em controlo de deslocamento, tendo a taxa de deslocamento imposto sido igual a $30 \mu\text{m/s}$.

Para medir as extensões longitudinais durante o ensaio, foi utilizado um clip gauge e um extensómetro, como se ilustra na Figura 4.2.

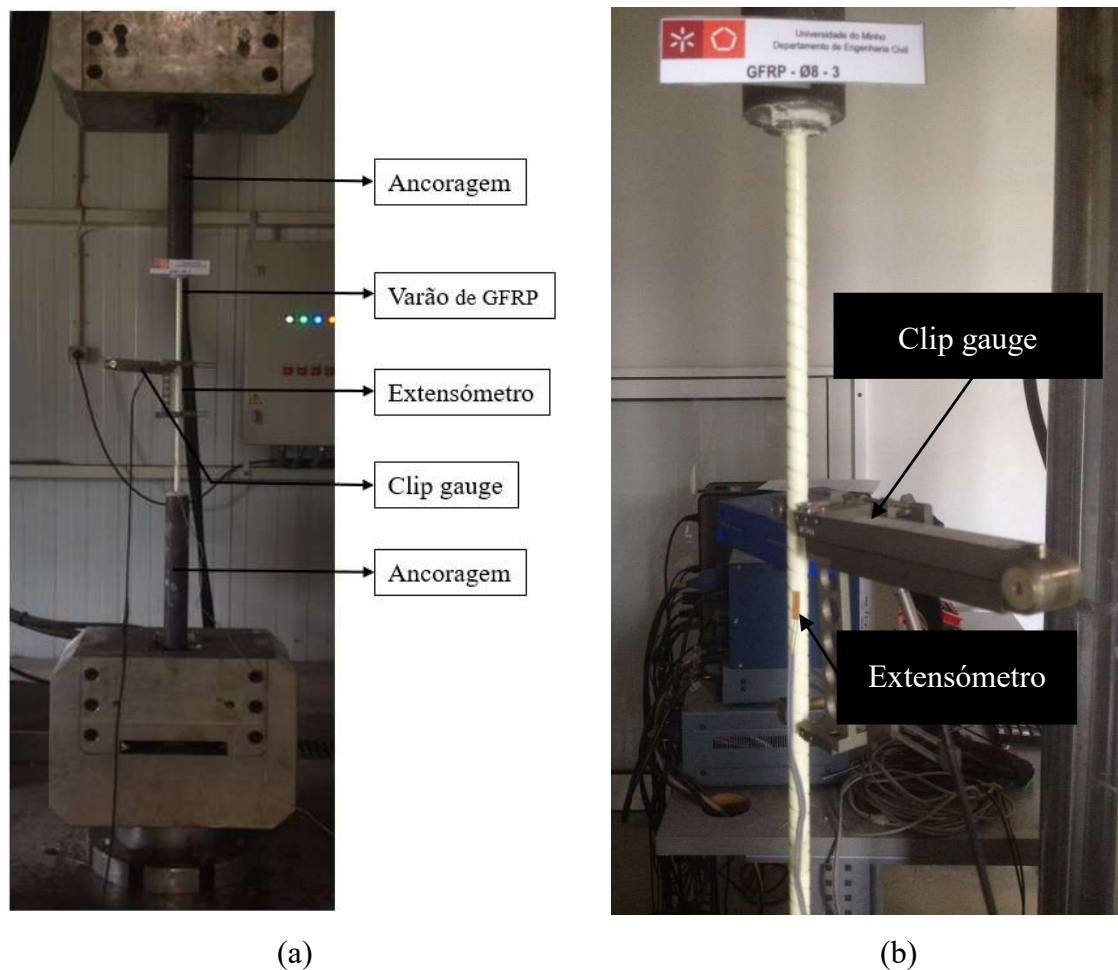


Figura 4.2 - (a) - aspeto de um dos provetes de GFRP ensaiado; (b) - pormenor do extensómetro e clip gauge

4.2.2 Resultados obtidos e discussão

Na Figura 4.3 encontra-se apresentada a evolução da tensão vs. deslocamento, onde é possível visualizar a tensão máxima alcançada em cada provete, verificando-se também uma rotura frágil como expectável, pois após ter sido atingida a tensão máxima, observa-se que o material deixa de ter capacidade resistente residual. A tensão foi determinada dividindo o valor da força registado pela célula de carga do equipamento de ensaios utilizado.

Na Figura 4.4 apresenta-se a evolução da tensão vs. extensão, sendo esta última, medida com recurso a um extensómetro colado na face exterior do varão. Tal como esperado, os resultados descrevem um comportamento linear elástico até à rotura.

A Figura 4.3 e Figura 4.4 distinguem-se essencialmente pela referência de medição da deformação. Na Figura 4.3, visto que se está a registar o deslocamento do atuador a deformação medida contabiliza a deformação global de todo o dispositivo de ensaio, ou seja a deformação do varão, das ancoragens e das amarras. Na Figura 4.4 é fornecida a extensão registada pelo extensómetro, que fornece unicamente a extensão do varão, garantindo que os parâmetros necessários para a determinação correta do módulo de elasticidade são obtidos de forma objetiva.

Na Tabela 4.2 encontram-se os resultados obtidos experimentalmente através do ensaio dos varões de GFRP em tração direta.

Tabela 4.2- Características mecânicas obtidas dos ensaios de tração uniaxial dos varões de GFRP

Provete	F _{ult} [kN]	E [GPa]	F _{ult, média} [kN]	σ _{ult, média} [MPa]	E _{médio} [GPa]
Ø8_1	75,2	64,2	75,6	1503,2	65,8
Ø8_2	76,8	65,4			
Ø8_3	74,3	67,0			
Ø8_4	73,5	65,4			
Ø8_5	78,0	67,0			
s	1,8	1.2			
C.V	2.4	1.8			

Nota: s - desvio padrão; C.V - coeficiente de variação.

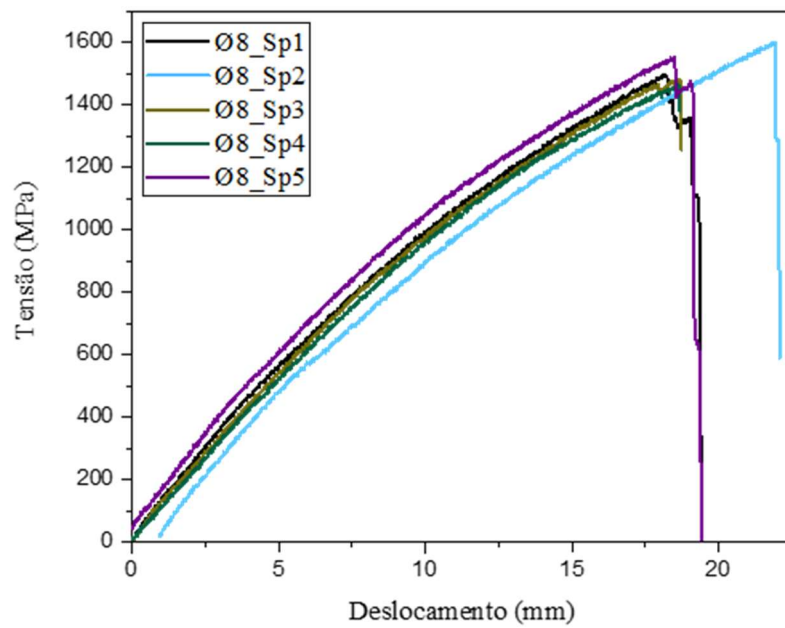


Figura 4.3- Tensão vs. Deslocamento do atuador durante o ensaio dos varões de GFRP.

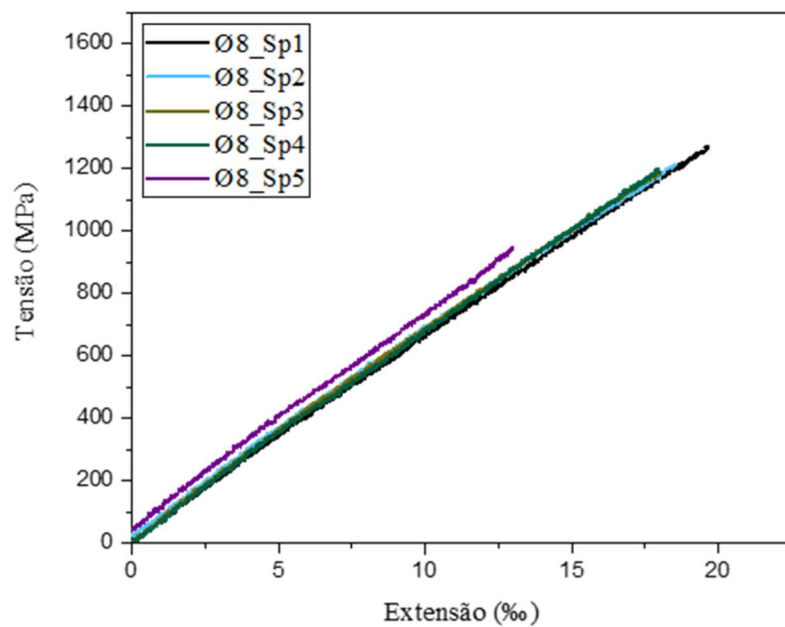


Figura 4.4- Tensão vs. extensão dos varões de GFRP ensaiados.

4.3 Ensaios de arrancamento

No âmbito deste programa experimental, foram produzidos e ensaiados 36 provetes, com o intuito de avaliar a aderência da ligação do varão de GFRP aos diferentes tipos de betão realizados. Assim nas próximas secções, são apresentados os materiais utilizados no fabrico dos provetes de arrancamento, tal como o seu processo de fabrico e o procedimento de ensaio, sendo também apresentados e discutidos os resultados obtidos.

4.3.1 Materiais utilizados

Os materiais utilizados no âmbito deste trabalho foram os seguintes:

- Varão de GFRP, com diâmetro de 8 mm, cujas características físicas e mecânicas se encontram detalhadas na secção 4.2;
- Betão, com a composição de resistência moderada, nomeadamente, betão referência com ambiente de cura ao ar (R400-A), betão concebido com água do mar em ambiente de cura ao ar (SW400-A) e betão concebido com água do mar em ambiente de cura imerso em água do mar (SW400-SW).

As características destes betões encontram-se detalhadas no Capítulo 3.

4.3.2 Fabrico dos provetes

Os provetes com geometria cúbica de 200 mm de aresta foram obtidos através da utilização de um molde feito em contraplacado de madeira, com capacidade de produzir doze provetes de uma só vez (Figura 4.5). Em cada compartimento do molde foi instalado um varão de GFRP, que após desmoldagem se encontra embebido verticalmente no centro de gravidade do cubo de betão, como demonstrado na Figura 4.6.



Figura 4.5 – vista relativa à preparação do molde.

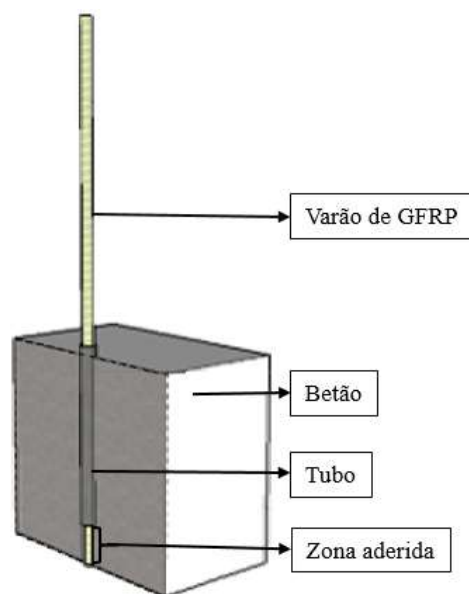


Figura 4.6 – constituição do provete (corte).

Foram definidos dois comprimentos de amarração (L_b), nomeadamente 5 e 10 vezes o diâmetro do varão, o que conduziu a um L_b igual a 40 e 80 mm, respetivamente. Esta informação encontra-se descrita na Tabela 4.3, onde se encontra sintetizada a produção dos betões R400-A, SW400-A e SW400-SW, para os dois L_b . Para cada betão produziram-se três provetes, tendo sido realizados ensaios a duas idades distintas de cura do betão, nomeadamente 7 e 28 dias após a amassadura.

O procedimento de cura efetuou-se da mesma forma que a descrita no Capítulo 3 i.e., após desmoldagem do provete este era colocado ao ar em ambiente controlado, ou imerso em água do mar até à data do ensaio.

Tabela 4.3 – Programa de ensaios realizado

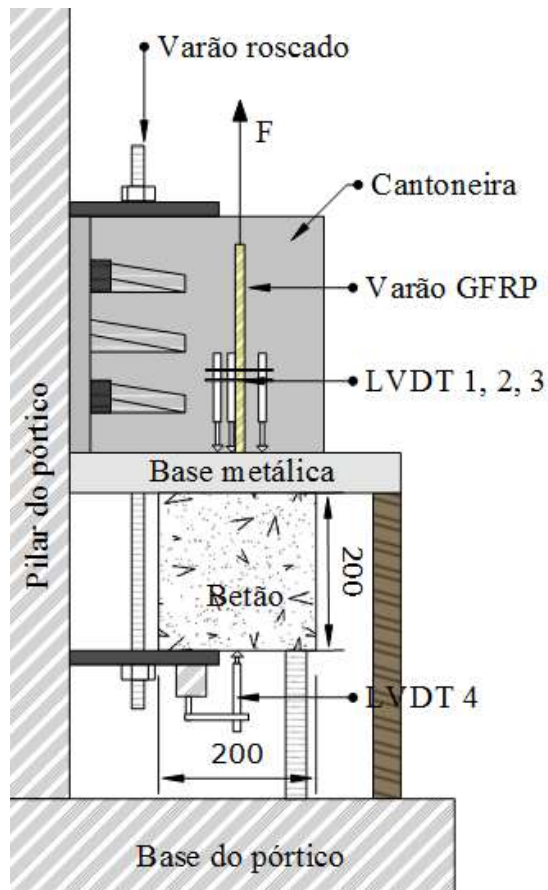
Tipo de água	Tipo de cura	Comprimento de amarração	Idade	Designação
Água potável	Ar	5Ø	7 dias	Lb5Ø_7d_R400-A
			28 dias	Lb5Ø_28d_R400-A
		10Ø	7 dias	Lb10Ø_7d_R400-A
			28 dias	Lb10Ø_28d_R400-A
Água do mar	Ar	5Ø	7 dias	Lb5Ø_7d_SW400-A
			28 dias	Lb5Ø_28d_SW400-A
		10Ø	7 dias	Lb10Ø_7d_SW400-A
			28 dias	Lb10Ø_28d_SW400-A
	Imerso	5Ø	7 dias	Lb5Ø_7d_SW400-SW
			28 dias	Lb5Ø_28d_SW400-SW
		10Ø	7 dias	Lb10Ø_7d_SW400-SW
			28 dias	Lb10Ø_28d_SW400-SW

4.3.3 Configuração e procedimentos de ensaio

Para a avaliação do comportamento de aderência do varão de GFRP ao betão foi adotada a metodologia de ensaio da norma (CSA S806-12, 2013). Na Figura 4.7 encontra-se representada a configuração do dispositivo de ensaio adotada, para o estudo da aderência do varão de GFRP aos diversos tipos de betão descritos na Tabela 4.3. Durante o ensaio o provete é colocado sob a base metálica devidamente nivelada, e fixa a duas cantoneiras, através de 2 varões roscados de 16 mm de diâmetro e 2 varões de 40 mm de diâmetro fixos diretamente à base metálica, que por sua vez estão fixas ao montante do pórtico. De seguida procede-se à fixação do provete à base metálica através de duas chapas de aço fixadas através de 2 varões roscados de 16 mm de diâmetro e de 2 varões roscados de 32 mm de diâmetro fixos diretamente ao provete. Recorreu-se a um atuador hidráulico servo-controlado, que exercia a força de tração no varão de GFRP medida através de uma célula de carga, com uma capacidade máxima de 200kN e precisão 0,05% F.S. O ensaio decorreu em controlo de deslocamento a uma velocidade de deslocamento axial imposto de 1,27mm/minuto.

A medição do deslocamento relativo entre o varão de GFRP e o betão foi assegurado por 4 LVDT, (*linear variable diferencial transducer* na literatura inglesa), tendo uma amplitude de ± 5 mm e precisão de 0.24% F.S.). Foram fixados 3 LVDT ao varão na extremidade carregada,

com o objetivo de medir o deslocamento axial do varão, eliminando-se assim a perturbação da medição por eventuais rotações no decorrer do ensaio. Por fim foi colocado 1 LVDT na extremidade livre do varão de modo a registar o deslocamento do varão na sua extremidade livre.



Nota: As dimensões assinaladas na figura estão em mm.

Figura 4.7 – Configuração de ensaio.

4.3.4 Resultados obtidos

Da Tabela 4.2 à Tabela 4.9 encontram-se apresentados os principais resultados obtidos que foram obtidos a partir das curvas força de arranque versus deslizamento, em particular: força máxima ($F_{l,max}$), deslizamento na extremidade carregada (s_l), deslizamento na extremidade livre (s_f), valor máximo da tensão tangencial média (T_{max}), força de arranque quando o deslizamento na zona carregada é igual a 5 mm ($F_{l,5mm}$), energia consumida até se atingir um deslizamento na zona carregada de 5mm ($G_{f,5mm}$), rácio entre $F_{l,max}$ e força máxima de rotura à tração do varão

de GFRP (F_{ult}), e o rácio entre $F_{l,5mm}$ e $F_{l,max}$. Os resultados são referentes ao comprimento de amarração do varão no betão, nomeadamente 5 e 10 vezes o diâmetro do varão ($Lb5/10$), para cada tipo de betão.

Da Figura 4.8 à Figura 4.13 apresentam-se as relações força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e livre em função do tipo de betão. Esta representação inclui todos os resultados de cada série, bem como, a respetiva curva média de cada série.

Tabela 4.4 – Principais resultados obtidos nas séries R400-A (7 dias de idade do betão)

	$F_{l,max}$	s_l	s_f	T_{max}	$F_{l,5mm}$	$G_{f,5mm}$	$\frac{F_{l,max}}{F_{ult}}$	$\frac{F_{l,5mm}}{F_{max}}$
	[kN]	[mm]	[mm]	[MPa]	[kN]	[kN×mm]	%	%
Lb5Ø_7d_R400-A	4,9	6,30	6,2	4,9	1,1	11,4	6,4	22,5
	5,1	6,82	6,72	5,1	1,5	13,9	6,6	28,7
	3,0	6,13	6,04	2,9	0,8	7,3	3,9	26,4
Média	4,3	6,42	6,32	4,3	1,1	10,9	5,6	25,9
s	1,2	0,36	0,36	1,2	0,3	3,3	1,5	3,1
CV	27,2	5,60	5,63	27,3	30,6	30,8	27,2	12,0
Lb10Ø_7d_R400-A	6,0	9,85	9,77	3,0	1,9	16,1	7,8	31,5
	3,3	6,18	6,07	1,7	1,2	9,4	4,3	35,9
	5,5	9,57	9,47	2,7	2,4	17,5	7,2	43,0
Média	4,9	8,53	8,44	2,5	1,8	14,3	6,4	36,8
s	1,4	2,04	2,06	0,7	0,6	4,3	1,8	5,8
CV	28,4	23,94	24,36	28,5	32,3	30,2	28,4	15,8

Nota: s – desvio padrão; CV – coeficiente de variação.

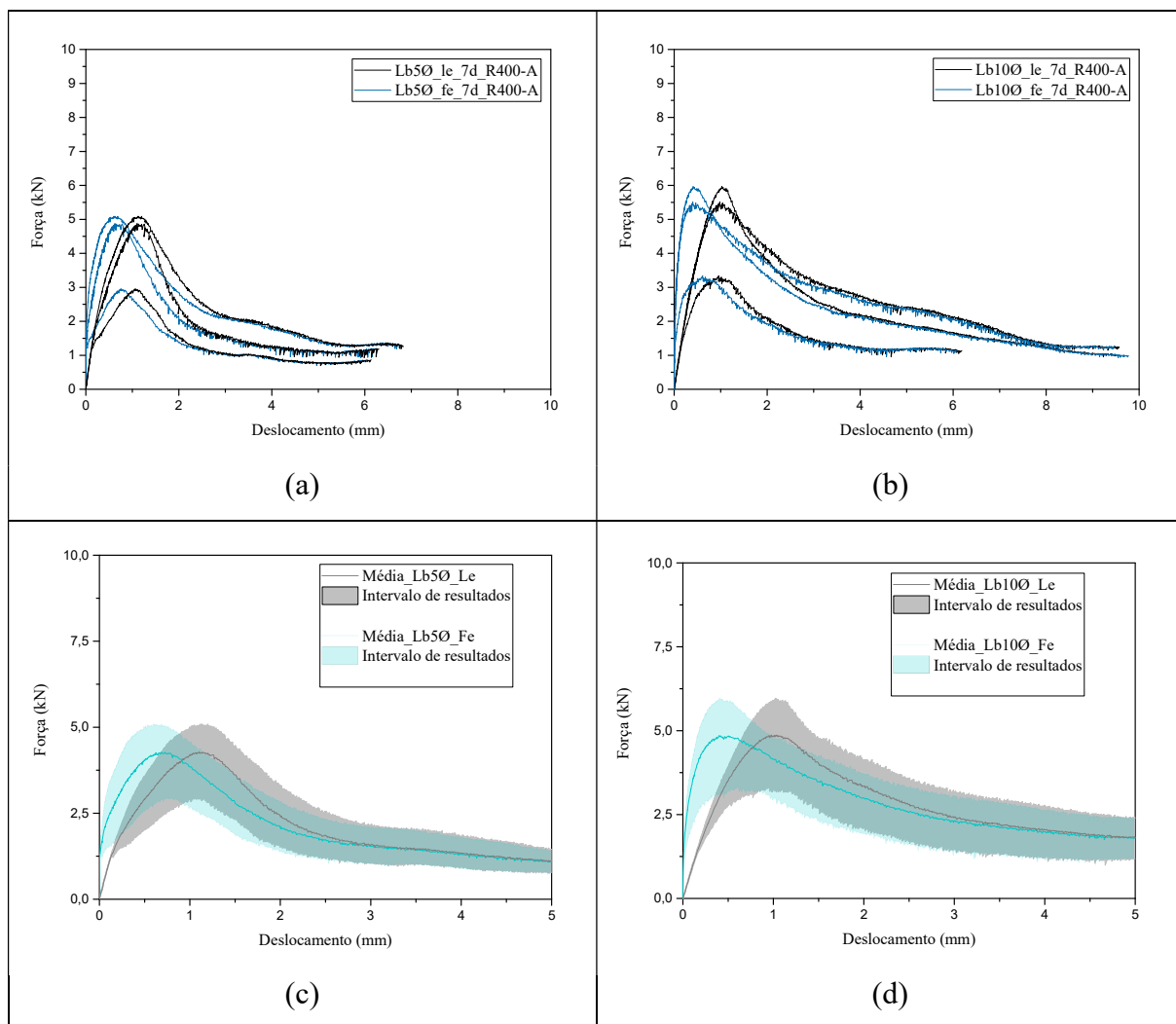
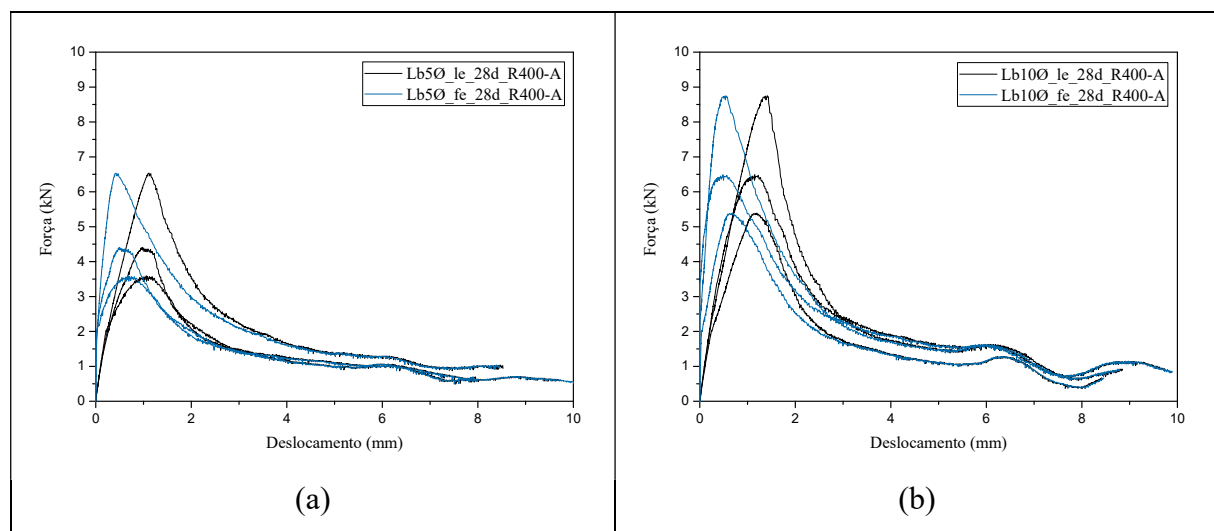


Figura 4.8- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão R400-A (7 dias de idade): (a) - Lb 5Ø; (b) - Lb 10Ø; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 5Ø; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 10Ø.

Tabela 4.5- Principais resultados obtidos nas séries R400-A (28 dias de idade do betão)

	$F_{l,max}$	s_l	s_f	τ_{max}	$F_{l,5mm}$	$G_{f,5mm}$	$\frac{F_{l,max}}{F_{ult}}$	$\frac{F_{l,5mm}}{F_{max}}$
	[kN]	[mm]	[mm]	[MPa]	[kN]	[kN×mm]	-	-
Lb5Ø_28d_R400-A	6,5	8,52	8,46	6,5	1,4	14,9	8,5	21,1
	3,6	10,03	10,026	3,6	1,1	9,9	4,7	30,9
	4,4	7,95	7,9	4,4	1,0	10,1	5,7	22,4
Média	4,8	8,83	8,80	4,8	1,2	11,6	6,3	24,8
s	1,5	1,07	1,10	1,5	0,2	2,8	2,0	5,3
CV	31,3	12,17	12,53	31,4	17,2	24,1	31,3	21,4
Lb10Ø_28d_R400-A	8,8	9,93	9,9	4,4	1,5	18,1	11,4	16,9
	5,4	8,42	8,46	2,7	0,5	12,5	7,0	9,6
	6,5	8,85	8,79	3,2	1,6	16,3	8,5	25,0
Média	6,9	9,07	9,05	3,4	1,2	15,6	9,0	17,2
s	1,7	0,78	0,75	0,9	0,6	2,9	2,2	7,7
CV	24,9	8,58	8,34	24,9	49,6	18,3	24,9	44,6

Nota: s – desvio padrão; CV – coeficiente de variação.



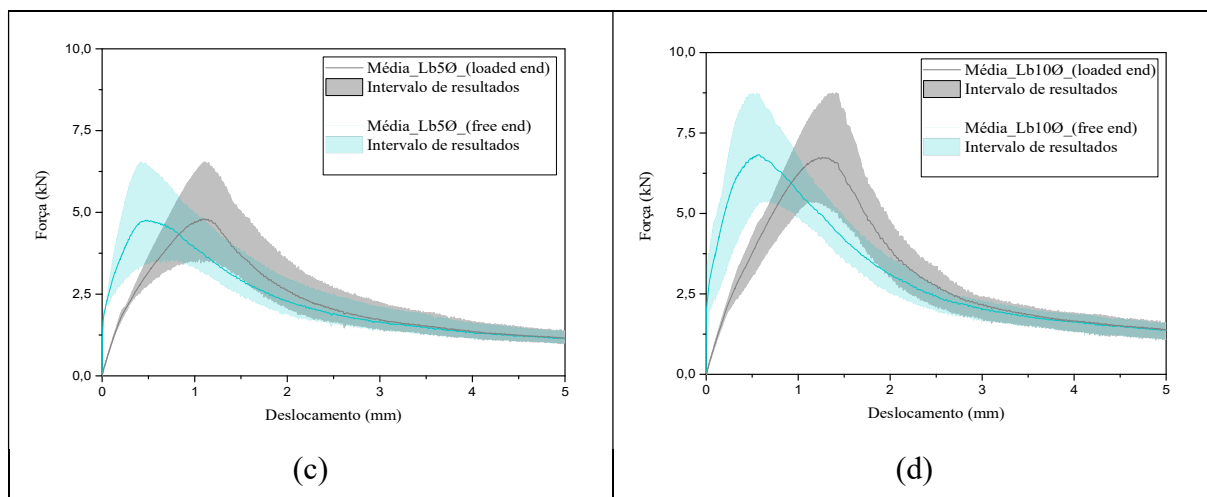


Figura 4.9- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão R400-A (28 dias de idade): (a) - Lb 5Ø; (b) - Lb 10Ø; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 5Ø; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 10Ø.

Tabela 4.6- Principais resultados obtidos nas séries SW400-A (7 dias de idade do betão)

	$F_{l,max}$	s_l	s_f	τ_{max}	$F_{l,5mm}$	$G_{f,5mm}$	$\frac{F_{l,max}}{F_{ult}}$	$\frac{F_{l,5mm}}{F_{max}}$
	[kN]	[mm]	[mm]	[MPa]	[kN]	[kN×mm]	-	-
Lb5Ø_7d_SW400-A	5,1	8,08	7,94	5,1	2,5	15,8	6,6	48,9
	6,7	9,26	9,27	6,6	2,6	19,8	8,7	38,4
	3,4	6,35	6,38	3,4	0,4	6,9	4,5	11,7
Média	5,1	7,90	7,86	5,0	1,8	14,2	6,6	33,0
D.P	1,6	1,46	1,45	1,6	1,2	6,6	2,1	19,2
CV	32,0	18,53	18,40	32,0	67,6	46,6	32,0	58,2
Lb10Ø_7d_SW400-A	5,1	8,91	8,84	2,5	1,2	12,2	6,6	23,2
	6,5	9,11	9,02	3,2	1,7	14,4	8,5	25,3
	5,6	8,9	8,8	2,8	1,5	12,9	7,3	26,0
Média	5,7	8,97	8,89	2,9	1,4	13,1	7,5	24,8
s	0,7	0,12	0,12	0,4	0,2	1,1	0,9	1,4
CV	12,7	1,32	1,32	12,5	16,5	8,3	12,7	5,8

Nota: s – desvio padrão; CV – coeficiente de variação.

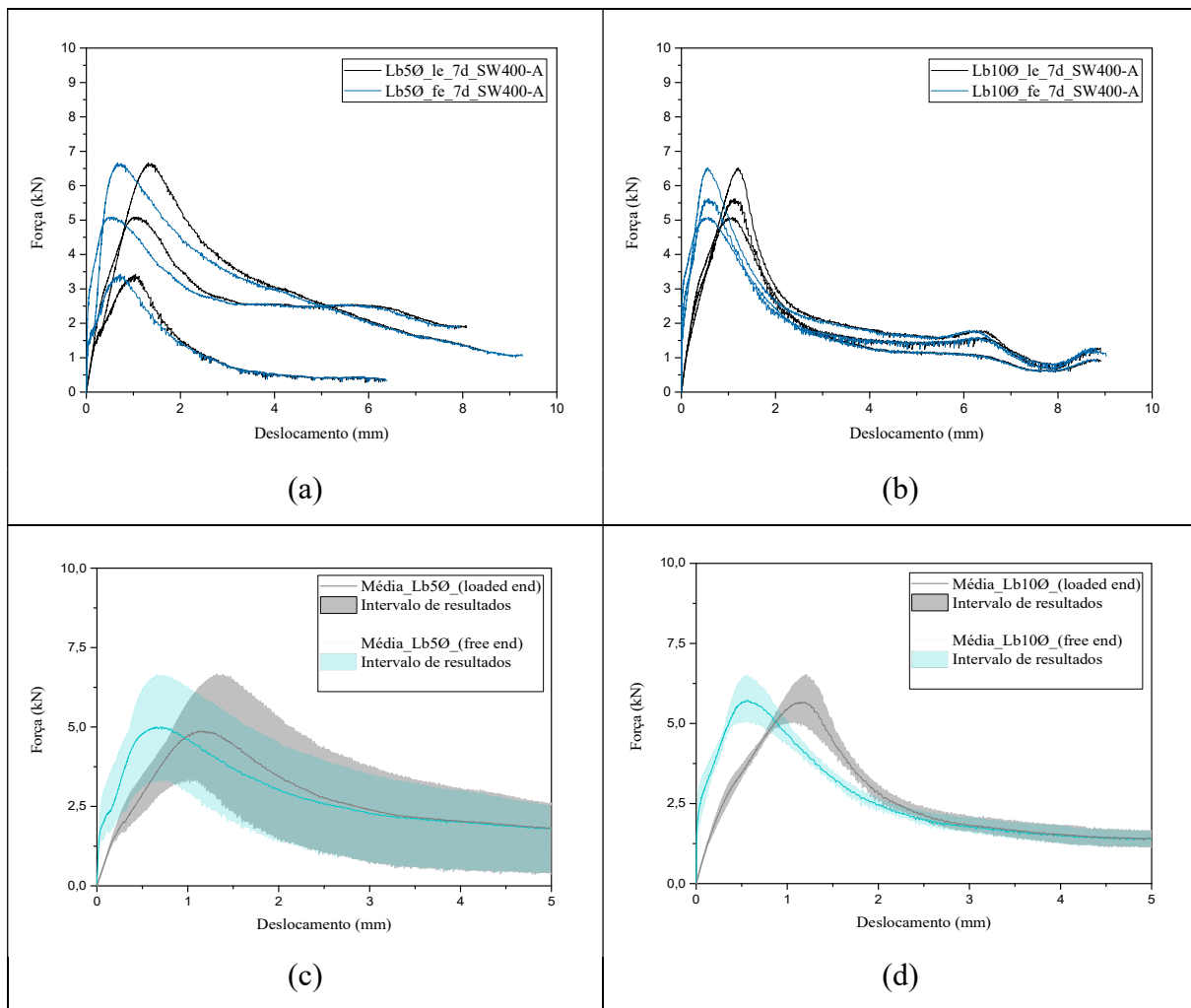
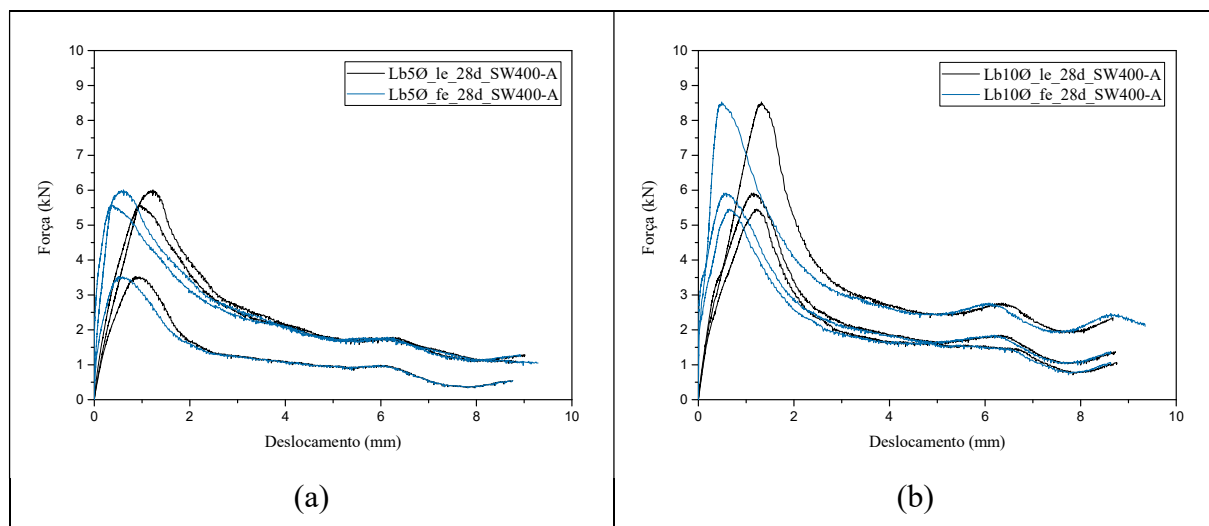


Figura 4.10- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão SW400-A (7 dias de idade): (a) - Lb 5Ø; (b) - Lb 10Ø; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 5Ø; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 10Ø.

Tabela 4.7- Principais resultados obtidos nas séries SW400-A (28 dias de idade do betão)

	$F_{l,max}$	s_l	s_f	τ_{max}	$F_{l,5mm}$	$G_{f,5mm}$	$\frac{F_{l,max}}{F_{ult}}$	$\frac{F_{l,5mm}}{F_{max}}$
	[kN]	[mm]	[mm]	[MPa]	[kN]	[kN×mm]	-	-
Lb5Ø_28d_SW400-A	6,0	9,02	8,92	6,0	1,8	16,0	7,8	29,5
	5,6	9,32	9,29	5,6	1,7	15,4	7,3	30,8
	3,5	8,75	8,76	3,5	0,9	8,6	4,6	26,6
Média	5,0	9,03	8,99	5,0	1,5	13,3	6,6	29,0
s	1,3	0,29	0,27	1,3	0,5	4,1	1,7	2,1
CV	26,3	3,16	3,02	26,3	31,5	31,0	26,3	7,4
Lb10Ø_28d_SW400-A	5,5	8,76	8,63	2,7	1,6	13,3	7,1	29,5
	8,5	9,6	9,35	4,2	2,5	20,5	11,1	29,0
	5,9	8,73	8,63	2,9	1,7	14,9	7,7	28,0
Média	6,6	9,03	8,87	3,3	1,9	16,3	8,6	28,8
s	1,7	0,49	0,42	0,8	0,5	3,8	2,2	0,7
CV	24,9	5,47	4,69	24,9	25,2	23,2	24,9	2,5

Nota: s – desvio padrão; CV – coeficiente de variação.



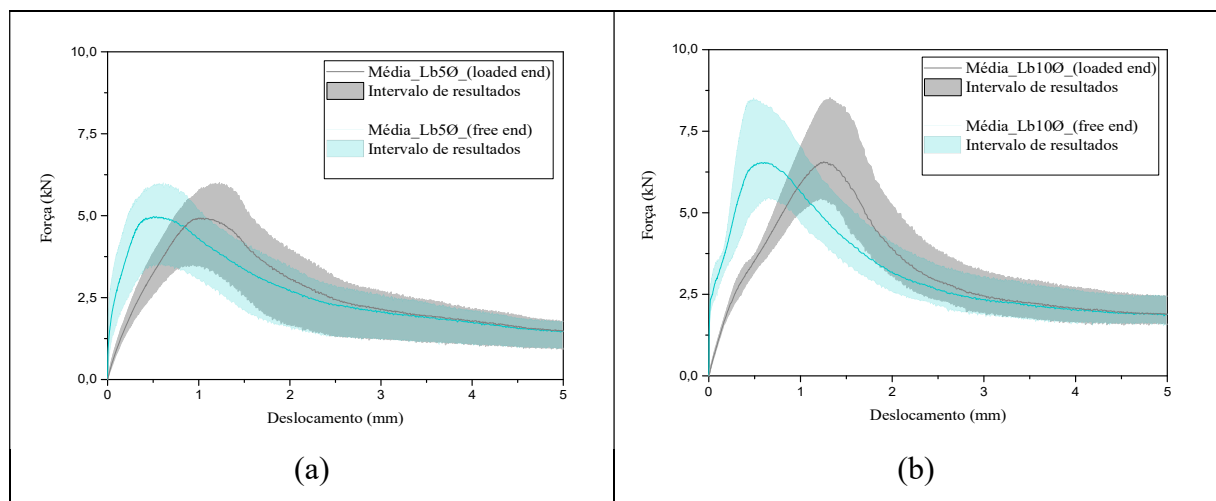


Figura 4.11- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão SW400-A (28 dias de idade): (a) - Lb 5Ø; (b) - Lb 10Ø; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 5Ø; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 10Ø.

Tabela 4.8- Principais resultados obtidos nas séries SW400-SW (7 dias de idade do betão)

	$F_{l,max}$	s_l	s_f	T_{max}	$F_{l,5mm}$	$G_{f,5mm}$	$\frac{F_{l,max}}{F_{ult}}$	$\frac{F_{l,5mm}}{F_{max}}$
	[kN]	[mm]	[mm]	[MPa]	[kN]	[kN×mm]	%	%
Lb5Ø_7d_SW400-SW	4,7	8,91	8,9	4,7	1,4	13,6	6,1	29,9
	2,9	5,83	5,78	2,9	0,7	6,6	3,8	21,8
	3,6*	4,74*	4,76*	3,6*	0,8*	8,1*	4,7*	20,8*
Média	3,7	6,49	6,48	3,7	0,9	9,4	4,9	24,1
s	0,9	2,16	2,16	0,9	0,4	3,7	1,2	5,0
CV	24,6	33,31	33,29	24,7	41,3	39,0	24,6	20,6
Lb10Ø_7d_SW400-SW	6,1	9,53	9,46	3,0	1,7	14,2	7,9	28,2
	5,8	8,82	8,72	2,9	1,8	14,6	7,5	30,3
	5,3	9,04	8,94	2,6	1,6	12,1	6,9	30,2
Média	5,7	9,13	9,04	2,8	1,7	13,6	7,4	29,6
s	0,4	0,36	0,38	0,2	0,1	1,4	0,5	1,2
CV	6,9	3,98	4,20	6,9	4,6	10,1	6,9	4,1

Nota: *- Valor não considerado na média, devido à interrupção prematura do ensaio s – desvio padrão; CV – coeficiente de variação.

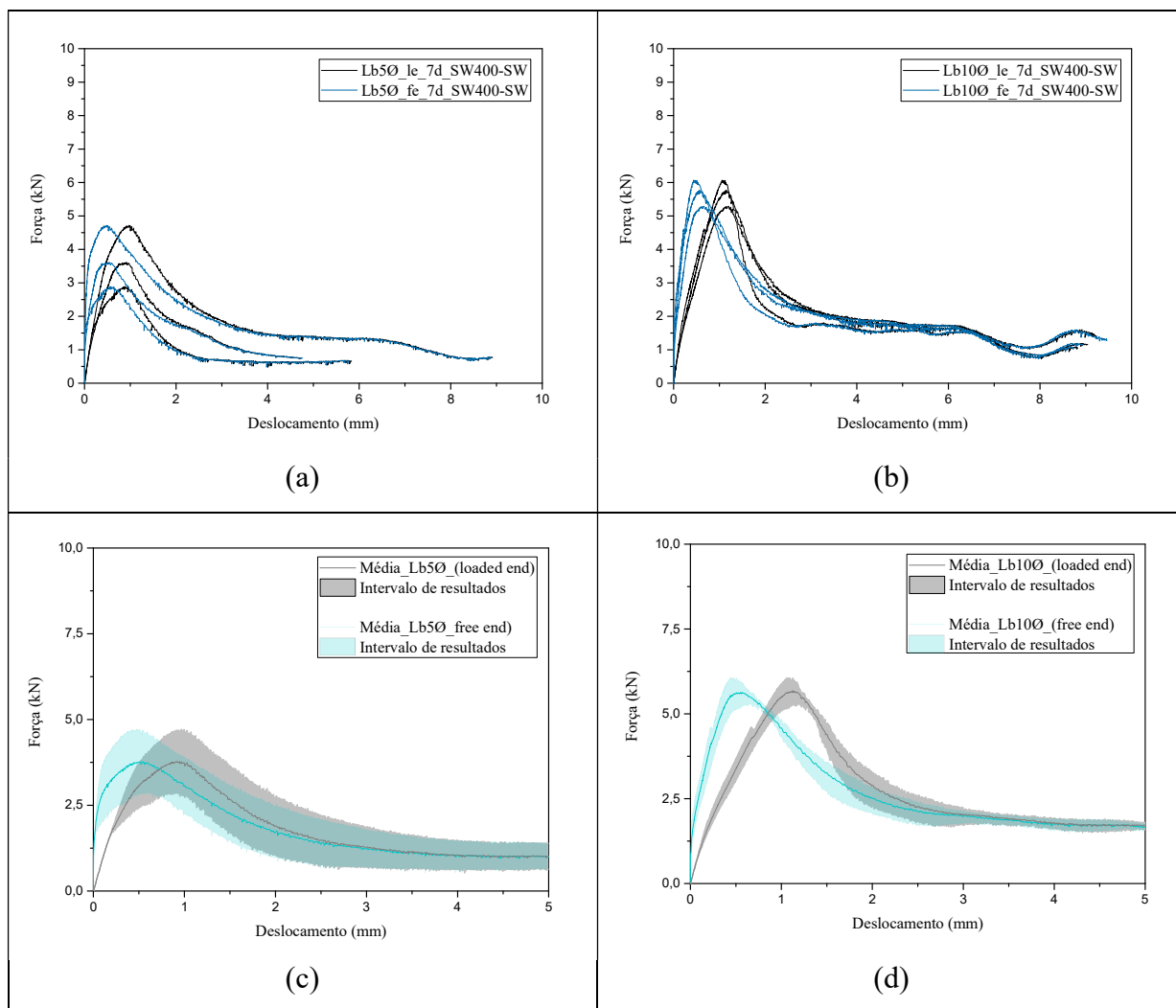
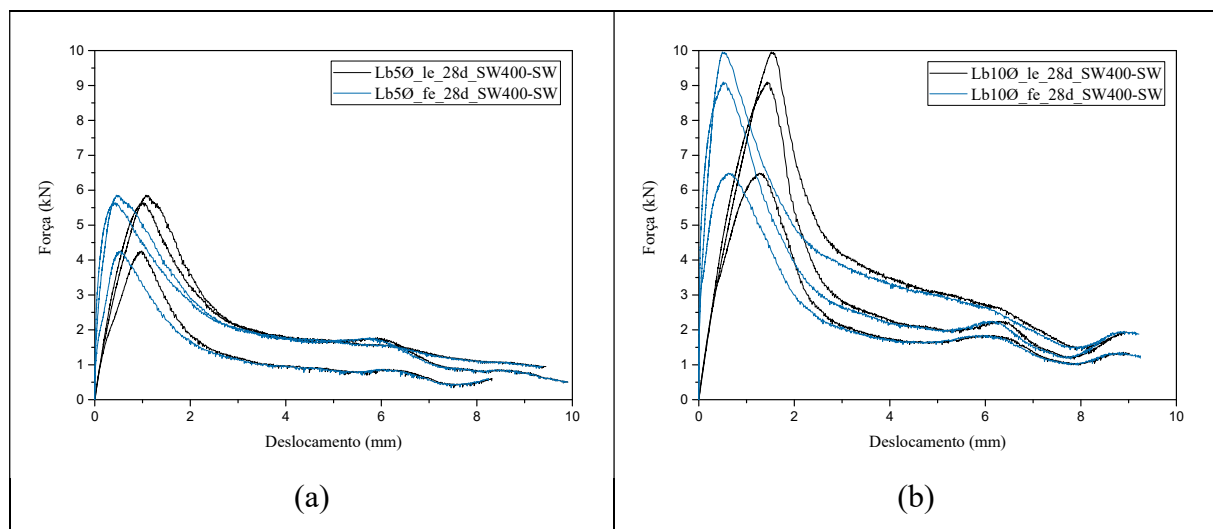


Figura 4.12- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão SW400-SW (7 dias de idade): (a) - Lb 50; (b) - Lb 100; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 50; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 100.

Tabela 4.9- Principais resultados obtidos nas séries SW400_SW (28 dias de idade do betão)

	$F_{l,max}$	s_l	s_f	T_{max}	$F_{l,5mm}$	$G_{f,5mm}$	$\frac{F_{l,max}}{F_{ult}}$	$\frac{F_{l,5mm}}{F_{max}}$
	[kN]	[mm]	[mm]	[MPa]	[kN]	[kN×mm]	-	-
Lb5Ø_28d_SW400-SW	5,7	9,45	9,38	5,6	1,7	14,2	7,4	29,7
	4,3	8,32	8,24	4,2	0,8	9,0	5,5	19,5
	5,9	9,9	9,9	5,8	1,7	14,7	7,6	28,5
Média	5,3	9,22	9,17	5,2	1,4	12,6	6,8	25,9
s	0,9	0,81	0,85	0,9	0,5	3,1	1,1	5,6
CV	16,5	8,83	9,26	16,5	35,0	24,8	16,5	21,6
Lb10Ø_28d_SW400-SW	10,0	9,35	9,21	5,0	3,1	25,1	13,0	31,0
	6,5	9,3	9,24	3,2	1,7	15,7	8,5	25,4
	9,1	8,64	8,51	4,5	2,0	20,8	11,9	22,0
Média	8,5	9,10	8,99	4,2	2,2	20,5	11,1	26,1
s	1,8	0,40	0,41	0,9	0,8	4,7	2,4	4,6
CV	21,2	4,36	4,60	21,2	33,4	23,1	21,2	17,5

Nota: s – desvio padrão; CV – coeficiente de variação.



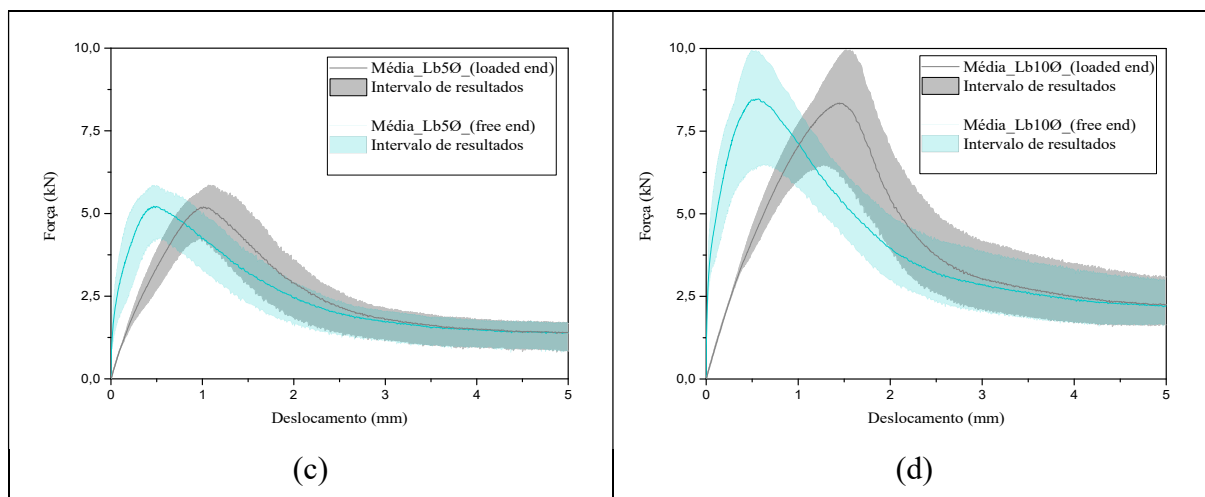


Figura 4.13- Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada e zona livre para os provetes confeccionados com o betão SW400-SW (28 dias de idade): (a) - Lb 5Ø; (b) - Lb 10Ø; (c) - média e intervalo de resultados de Lb 5Ø; (d) – média e intervalo de resultados de Lb 10Ø.

4.3.5 Discussão dos resultados

Da análise dos resultados apresentados da Figura 4.13 à Figura 4.16, destacam-se alguns aspetos relevantes que a seguir se descrevem.

As curvas força versus deslocamento são divididas em duas fases distintas, a fase anterior ao instante em que se atinge a força máxima (pré pico) e a fase após se atingir a força máxima (pós pico)

A fase de pré pico consiste sobretudo na fase linear elástica da resposta, ou seja, caracterizada por apresentar efeitos reversíveis, não provocando dano no provete de ensaio. A parte final da fase pré-pico demonstra já a ocorrência de fenómenos de iniciação de dano ao nível da interface, que se manifesta pela redução gradual da rigidez da resposta e o gradual desvio da resposta relativamente à tangente inicial. Na fase pós pico verifica-se o acentuar dos mecanismos de acumulação de dano ao nível da interface, com a consequente redução de capacidade de carga com o aumento da deformação imposta. Na parte final da fase pós-pico a resposta é sobretudo condicionada pela força de atrito provocada pelo deslizamento do varão, sendo nesta fase os danos ao nível da interface no provete de ensaio irreversíveis. De seguida são discutidas as respostas obtidas nos ensaios experimentais.

Extremidade carregada versus extremidade livre

Os resultados obtidos considerando o deslocamento da extremidade carregada denotam um acréscimo da diferença relativamente ao deslocamento registado na extremidade livre durante

a fase de pré-pico. Porém na fase pós pico, verifica-se uma aproximação das curvas que se obtêm considerando o deslocamento na extremidade livre ou na extremidade carregada. Isto deve-se à recuperação por redução da deformação elástica do varão após o começo do deslizamento, com a redução da força de arranque. Para melhor clareza, este fenômeno encontra-se ilustrado na Figura 4.14, onde se verifica que após o início do deslizamento do varão, o deslocamento observado na extremidade livre se aproxima gradualmente do deslocamento observado na extremidade carregada.

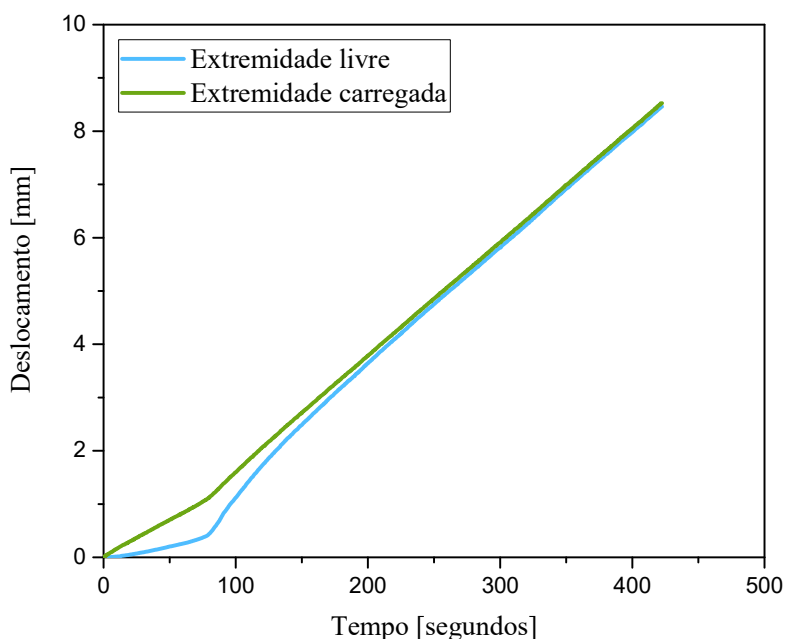


Figura 4.14 - Exemplar do deslocamento da extremidade carregada vs. livre

Força máxima de arranque

Pela análise da Figura 4.15 verifica-se que aos 7 dias de idade, os resultados de Lb10Ø atingem valores da força de arranque superiores aos resultados de Lb5Ø cerca de 12% e 11% para os betões R400-A e SW400-A, respetivamente. O mesmo acontece nos resultados aos 28 dias de idade, onde essa variação é cerca de 30% para o betão R400-A e 24% para o betão SW400-A, porém neste caso a variação é maior, devido ao maior tempo de cura do provete.

No caso do betão SW400-SW, observa-se uma variação entre Lb10Ø e Lb5Ø superior, devido ao tipo de cura. Provavelmente nos provetes imersos em água do mar é promovida uma melhor ligação entre o varão e o betão. Isto pode resultar numa variação maior entre os comprimentos de amarração. Esta diferença é sobretudo acentuada aos 7 dias de idade, com cerca de 35%, e

aos 28 dias de idade não se observa uma diferença tão acentuada relativamente aos demais betões, tendo a variação obtida sido de 37%.

Tensão de corte

Observando a Figura 4.15 pode concluir-se que o máximo da tensão média de corte é consideravelmente inferior nos casos em que Lb10Ø em relação a Lb5Ø, este fenómeno está diretamente ligado à força máxima de arranque obtida, onde esta não evolui linearmente conforme o comprimento de amarração, devido ao facto de a distribuição de tensões de corte não ser constante ao longo do comprimento de amarração. Deste modo, quando se calcula o valor da tensão de corte médio obtêm-se valores inferiores para Lb10Ø.

Energia dissipada durante o processo de arrancamento

No que respeita à energia dissipada durante o processo de arrancamento, esta é calculada pela determinação da área da resposta força versus deslocamento obtida em cada ensaio, estando diretamente relacionada com a força máxima de arrancamento atingida, com o deslizamento máximo e com a força de atrito desenvolvida durante a fase de deslizamento entre o varão e o betão.

Analisando os resultados obtidos na Figura 4.15, observa-se que os resultados aos 7 dias de idade são inferiores aos obtidos aos 28 dias de idade como seria de esperar. Aos 7 dias os betões R400-A e SW400-SW, com Lb10Ø, resultaram numa energia superior à obtida com Lb5Ø, como seria de esperar, devido à maior força máxima de arrancamento. Contudo, o betão SW400-A aos 7 dias de idade com Lb5Ø conduziu a um resultado superior ao Lb10Ø e até ao resultado de Lb5Ø aos 28 dias, sendo este resultado questionável. Porém, por intermédio da análise da Figura 4.16 verifica-se que o betão SW400-A na fase pós pico obteve uma força de atrito provocada pelo deslizamento entre o varão e o betão muito superior à registada pelo Lb10Ø. Isto leva a considerar que o resultado obtido para Lb5Ø poderá ter sido afetado pela presença de algum agregado grosso no betão originando maior atrito.

Influência da utilização de água do mar na confeção do betão

Os resultados observados na Figura 4.15, indicam que os betões efetuados com água do mar obtiveram resultados superiores aos resultados obtidos com o betão confeccionado com água potável. Esta constatação indica que a água do mar influencia de forma benéfica a prestação do betão. Dado que a água do mar possui muitos elementos minerais, químicos e biológicos na sua

constituição, é importante definir um programa experimental específico para entender qual a razão que justifica este resultado e os mecanismos envolvidos.

Influência do tipo de cura

Tal como já foi referido na discussão anterior relativa aos valores da força máxima de arranque atingidos, constata-se que o betão com cura imersa em água do mar resulta numa cura mais lenta, verificando-se uma maior diferença dos resultados entre as duas idades (ver Figura 4.15) quando se compara com os betões com cura ao ar. Verifica-se também que aos 28 dias de idade, este tipo de betão obtém a melhor prestação em relação aos demais, devido ao seu tipo de cura proporcionar melhores condições de ligação na interface varão/betão.

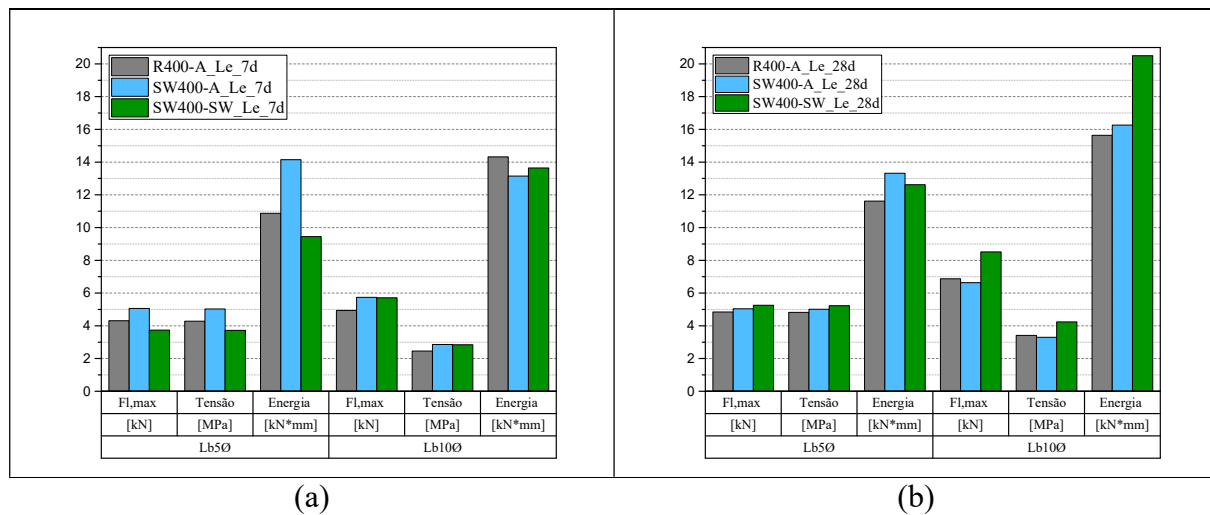


Figura 4.15 - Principais resultados obtidos nos diferentes betões confeccionados: (a) - 7 dias; (b) - 28 dias.

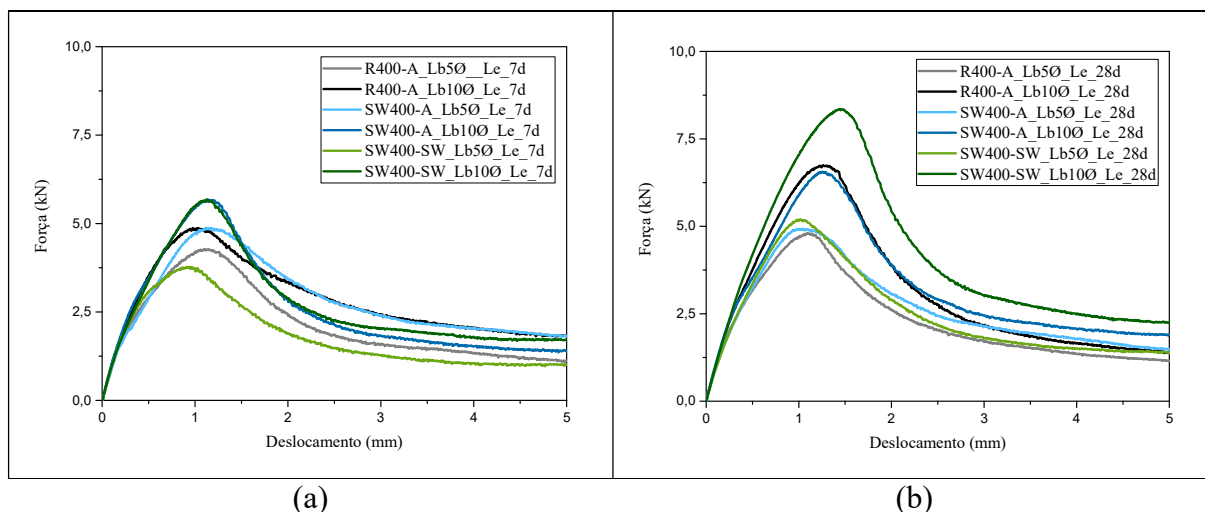


Figura 4.16 - Relação força de arranque versus deslizamento no final da zona carregada para Lb 5Ø e Lb 10Ø dos diferentes betões confeccionados: (a) - 7 dias; (b) - 28 dias.

4.3.6 Modos de rotura

Num ensaio de aderência podem existir, fundamentalmente, quatro modos de rotura distintos: (i) rotura por tração uniaxial do varão de GFRP, (ii) rotura coesiva no betão em torno do varão acompanhada por deslizamento do mesmo, (iii) rotura coesiva das nervuras do varão acompanhada pelo deslizamento do mesmo, e (iv) rotura por deslizamento ao nível da interface varão/betão.

No âmbito do presente trabalho não foi possível analisar o modo de rotura ocorrido. Contudo tendo por base o trabalho desenvolvido por (Freitas, 2016) e atendendo à magnitude das forças de arranque obtidas, pode afirmar-se que o principal modo de rotura foi o (iv), ilustrado na Figura 4.17.

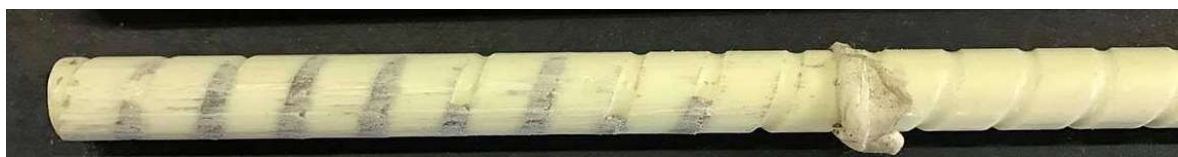


Figura 4.17- Rotura por deslizamento ao nível da interface varão/betão, adaptado de (Freitas, 2016)

4.4 Conclusões

O programa experimental anteriormente descrito foi realizado com o objetivo de estudar o comportamento de aderência entre o varão de GFRP e os diferentes tipos de betão analisados através do ensaio de arrancamento, de modo a investigar a influência da utilização de água do mar na mistura do betão ao nível do comportamento de aderência. Em suma destacam-se as seguintes conclusões:

- Os betões utilizados, apresentando valores baixos a moderados da resistência à compressão, resultaram em comportamentos no ensaio de arranque para os quais não se mobilizaram forças de arranque muito elevadas;
- As séries com comprimento de embebimento Lb5Ø resultaram em valores mais elevados do valor máximo da tensão média de aderência do que as séries com comprimento de embebimento Lb10Ø, em geral. Este resultado evidencia que as tensões de aderência que se originam ao longo do varão são variáveis e existe um efeito de escala, que para um mesmo valor máximo da tensão de aderência resulta numa força de arrancamento decrescente com o aumento do comprimento de embebimento, até se atingir um determinado comprimento característico.
- A utilização de água do mar na amassadura de betão não demonstra qualquer perturbação no comportamento de aderência, pelo contrário, os resultados demonstram melhores prestações com a utilização da água do mar.
- O ambiente de cura teve influência nos resultados, tendo os provetes imersos em água do mar atingido os melhores resultados.

O tipo de ensaio efetuado revelou-se importante para suportar a análise do comportamento de aderência de varões em GFRP, que é importante dado que ainda não existe experiência suficiente na utilização deste tipo de materiais. Durante os ensaios verificou-se que os varões exibem um comportamento em termos de aderência muito satisfatório, tendo sido em geral obtida rotura da interface por rotura das escoras de betão entre nervuras. A configuração de ensaio desenvolvida considerou-se adequada, pois permitiu a medição do deslizamento na extremidade carregada e extremidade livre como previsto e de forma muito satisfatória.

5.1 Considerações finais

As estruturas em ambiente marítimo estão presentes em todo o mundo e executam um papel importantíssimo nas economias dos países. A utilização da água do mar tem como objetivo principal a sustentabilidade destas estruturas, pois em muitos países, principalmente no sul do Continente Asiático, a escassez de água potável é uma realidade, devendo ser bem aproveitada para os bens de primeira necessidade. Com o advento dos FRP tornou-se possível a eliminação do problema da corrosão das armaduras, abrindo-se assim a possibilidade de conceber estruturas de betão com água do mar reforçadas com armadura de FRP.

No presente trabalho foram efetuados estudos (i) no dimensionamento da composição do betão; (ii) na avaliação da influência da utilização de água do mar nas características mecânicas do betão; e, (iii) no estudo do efeito de utilizar água do mar no comportamento de aderência de varões em GFRP ao betão, tudo isto para betões de resistência baixa a moderada. Deste modo:

- (i) O dimensionamento da composição de betão, efetuado através do algoritmo de otimização cuja função objetivo se baseia na equação modificada de Andreasen e Andersen, garante a melhor compacidade possível da mistura. A análise da quantidade de material ótima para cada dimensão faz com que este seja um método mais eficaz que os métodos convencionais utilizados. As resistências mecânicas obtidas ficaram um pouco aquém do desejado, porém considerou-se que a causa desses resultados terá estado relacionada com a escolha dos agregados finos, sendo estes de origem britada, que provoca microfissuras nas partículas, resultando numa resistência inferior ao desejado.
- (ii) As resistências mecânicas dos betões confeccionados com água do mar, água potável e água com sal, resultaram na obtenção de maior resistência no caso do betão confeccionado com água do mar. Os provetes de betão foram também submetidos a dois ambientes de cura, um deles ao ar e um outro imerso em água do mar, tendo-se constatado que a imersão dos provetes de betão em água do mar resultou na obtenção

de resistências inferiores às obtidas para os provetes do mesmo betão com cura ao ar.

- (iii) O estudo da aderência do varão de GFRP ao betão foi realizado através de ensaios de arranque direto, onde foi possível verificar que o betão confeccionado com água do mar obteve melhores resultados que o betão de referência. Foram também estudados diferentes ambientes de cura e o seu efeito no comportamento de aderência, tendo-se observado que obtiveram melhores resistências os provetes de betão que permaneceram imersos em água do mar durante o processo de cura. Deste modo a água do mar aparentemente revelou-se nefasta para a obtenção de maiores resistências mecânicas, mas benéfica para a obtenção de melhores comportamentos de aderência do varão GFRP ao betão. De qualquer modo destaca-se o facto de a rotura ter sido sempre obtida através da interface varão/betão.

Analisando todo o trabalho realizado, pode afirmar-se que é possível a execução de estruturas de betão confeccionado com água do mar e reforçado com varões de GFRP em ambiente marítimo, embora sejam necessários estudos adicionais sobre esta matéria, sobretudo de durabilidade.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

O estudo nesta área ainda é muito prematuro, havendo a necessidade de mais estudos no âmbito de betões confeccionados com água do mar e também da utilização dos varões de FRP como armadura de reforço, sendo dadas as seguintes sugestões:

- Estudo das características mecânicas de betões confeccionados com água do mar com uma maior idade de maturação;
- Influência do ambiente de cura imerso em água do mar, numa maior idade de maturação;
- Utilização de varões com diferentes configurações da superfície externa do varão de modo a promover a aderência, assim como a utilização de novas configurações de ensaio.

- Estudo do comportamento de aderência em que o ambiente de cura é imerso em água do mar contemplando períodos de cura mais prolongados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM C 566 - 97. (2013). Standard Test Method for Total Evaporable Moisture Content of Aggregate by Drying. *Annual Book of ASTM Standards : Standard C566, 97*(Reapproved 2004), 8–10. <http://doi.org/10.1520/C0566-13.2>
- Brusius, C. K. (2010). *A influência do turismo na expansão da construção civil no município de garopaba*. Universidade Federam de Santa Catarina.
- Change, G., & Project, I. (2007). Laboratory investigations of steel bar corrosion in concrete Background document SB3.10.
- CSA S806-12. (2013). *Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers*.
- E 397. (1993). Especificação LNEC - Betões- Determinação do módulo de elasticidade em compressão, 3, 1–2.
- Ericeira. (2011). Ericeira Portugal.pdf. Retrieved December 9, 2016, from <https://ericeiravillas.wordpress.com/page/3/>
- Erki, M. a, & Rizkalla, S. H. (1993). FRP reinforcement for concrete structures. *Concrete International*. Retrieved from http://www4.ncsu.edu/~srizkal/TechPapers1989-90/FRPReinforcement_Erki.pdf
- Ferreira, B. D. da C. (2015). *Resilience of concrete structures in the marine environment through microstructural innovation*. Universidade do Minho.
- Freitas, N. E. D. (2016). *Sustentabilidade de Estruturas de Betão em Ambiente Marítimo com Recurso a FRP*. Universidade do Minho.
- Frieze, P. a. (2007). Offshore Structure Design and Construction. *Encyclopedia of Life Support Systems (EOLSS)*.
- Harrison, J. (2005). Cementing Sustainability. TecEco. Retrieved from <http://www.tececo.com/files/newsletters/Newsletter52.htm>

- Hüsken, G. (2010). *A multifunctional design approach for sustainable concrete*.
<http://doi.org/10.6100/IR693348>
- Leixões, P. de. (2013). Porto de Leixões. Retrieved December 9, 2016, from
http://www.apdl.pt/galeria-de-imagens-porto?p_p_id=31_INSTANCE_qMy2msWrXzUY&p_p_lifecycle=0&p_p_state=normal&p_p_mode=view&p_p_col_id=column-2&p_p_col_pos=1&p_p_col_count=2&_31_INSTANCE_qMy2msWrXzUY_redirect=http://www.apdl.pt/galeria-de-imagens-porto?p_p
- LNEC, M. S. (2014). Prevenção da corrosão nas estruturas marítimas em betão armado. Retrieved December 9, 2016, from
http://www.ordemengenheiros.pt/fotos/dossier_artigo/20140424_msalta_1626614159536cbab17c1aa.pdf
- Mark W. Rosegrant, X. C. and S. A. C. (2002). *World Water and Food to 2025: Dealing with Scarcity*. (D. C. : I. F. P. R. I. Washington, Ed.).
- Mazaheripour, H., Barros, J. A. O., Sena-cruz, J. M., Pepe, M., & Martinelli, E. (2012). Experimental study on bond performance of GFRP bars in self-compacting steel fiber reinforced concrete.
- NP EN 1097-6. (2002). Ensaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados - Parte 6: Determinação da massa volúmica e absorção de água.
- NP EN 12390-1. (2003). Ensaios de betão endurecido - Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes.
- NP EN 12390-2. (2003). NP EN 12390-2: Ensaios do betão endurecido - Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica.
- NP EN 12390-3. (2003). Ensaios de betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio.
- NP EN 1992-1-1. (2010). Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

- NP EN 206-1. (2007). *Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Concrete.*
- NP EN 933-1. (2000). Ensaio das propriedades geométricas dos agregados - Parte 1: Análise granulométrica - Método de peneiração.
- NP EN 933-2. (1999). Ensaio para determinação das características geométricas dos agregados - Parte 2: Determinação da distribuição granulométrica Peneiros de ensaio, dimensão nominal das aberturas.
- NP-954. (1973). Inertes para argamassas e betões - Determinação das massas volúmicas e da absorção de água de areias.
- Offshore. (2015). ExxonMobil starts production at Arkutun-Dagi field offshore Sakhalin.pdf. Retrieved December 9, 2016, from <http://www.offshore-mag.com/articles/2015/01/exxonmobil-starts-production-at-arkutun-dagi-oil-field-offshore-sakhalin-eastern-russia.html>
- P. C. LIU. (2007). Damage to concrete structures in a marine environment. *Materials and Structures*, 302–307.
- Pereira, E. (2006). Steel Fibre Reinforced Self-compacting Concrete: from material to mechanical behaviour. Retrieved from <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Steel+Fibre+Reinforced+Self-compacting+Concrete++from+material+to+mechanical+behaviour#1>
- Pereira, M. C. V. V. (2015). *Estudo laboratorial do comportamento de uma estrutura de defesa costeira aderente com alimentação de areias*. Universidade do Porto.
- Schoeck ComBAR. (2013). *Technical Information Schoeck ComBAR*.
- Schoeck ComBAR. (2014). *Brochure Schoeck ComBAR*.
- Stewart, M. G. M., & Rosowsky, D. D. V. (1998). Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks. *Structural Safety*, 20(1), 91–109. [http://doi.org/10.1016/S0167-4730\(97\)00021-0](http://doi.org/10.1016/S0167-4730(97)00021-0)

- Takeda, N., Ishizeki, Y., Aoki, S., & Iriya, K. (2011). Development of Concrete Made with Seawater and Un-washed Sea Sand. *Concrete Journal*.
http://doi.org/10.3151/coj.49.12_17
- UNESCO, U. N. E. S. and C. O. (2016). *ÁGUA E EMPREGO - Fatos e Números*. Retrieved from http://www.worldstrokecampaign.org/pt_br/sobre-o-campanha-mundial-de-avc/fatos-e-numeros.html
- Veale, L. (2015). Seawater desalination: A solution or an environmental disaster.